

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2022



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع ...../2022

## Mémoire de Master

Filière : Génie civile

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9) contre vent par  
voiles implant à Batna**

Nom et Prénom de l'étudiant :  
**HAIMER Soumia**

Encadreur : **Mghezzi Larafi Ismail**

Promotion: Juin 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*A mes chers Mr.Ing:NAIM ZERKOUNE*

*et frères et sœurs*

*A toute ma famille sans exception.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*Chaque cousins et cousines.*

*A tous mes amis.*

*SOUMIA ,H*

# Remerciements

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a 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 MEGHAZZI pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période d'étude sans oublier Mr Naim ZERKOUNE qui nous a de notre projet.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.*



# SOMMAIRE

## Introduction générale Chapitre I : Généralités

<b>I.1.introduction</b> .....	I
<b>I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage</b> .....	01
I.2.2.Caractéristiques géométriques.....	01
<b>I.3. Choix du contreventement</b> .....	03
<b>I.4. Les Eléments Structuraux</b> .....	03
I.4.1. Les planchers.....	03
I.4.2. Poutres.....	03
<b>I.4.3</b> Poteaux.....	03
I.4.4 Les escaliers.....	03
I.4.5. La maçonnerie .....	03
I.4.6. Balcon.....	03
I.4.7. L'acrotère.....	03
I.4.8. L'infrastructure.....	03
I.4.9. Revêtement .....	04
I.4.10. Gaine d'ascenseurs .....	04
<b>I.5.Données de site</b> .....	04
<b>I.6. Régularité de la structure</b> .....	04
I. 6. 1. Régularité en plan.....	04
I. 6. 2. Régularité en élévation.....	04
<b>I.7. Réglementations et Normes Utilises</b> .....	04
<b>I.8. Etats limites</b> .....	05
I.8.1. Définition.....	05
I.8.2. Etat limite ultime(ELU) .....	05
I.8.3. Etat limite de service(ELS) .....	05
<b>I.9. les hypothèses de calcul</b> .....	05
I.9.1 Hypothèses de calcul à E.L.U.....	05
I.9.2 Hypothèses de calcul à l'ELS .....	09
<b>I.10. Les actions</b> .....	09
I.10.1. Les différents types d'actions .....	09
I.10.2. Valeurs de calcul des actions .....	10
I.10.3. Combinaison d'actions à l'ELU .....	10
I.10.4. Combinaison d'action à l'E L S.....	10
I.10.5. Combinaisons de calcul.....	11
<b>I.11. Caractéristiques Mécaniques des Matériaux Utilisées</b> .....	11
I.11.1. Béton .....	11
I.11.2 : Dosage du béton.....	11-12
I.11.3. Caractéristiques du béton.....	12
I.11.4. Aciers .....	16
I.11.5. Caractéristiques mécaniques des aciers .....	16
<b>I.12.Conclusion</b> .....	19
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>II.1 .Introduction</b> .....	20
<b>II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires</b> .....	20
II.2.1.les planchers .....	20
II.2.2.Les poutrelles .....	21
II.2.3.Plancher en dalle pleine .....	24
II.2.4.Murs.....	25
II.2.5.Pré dimensionnement des escaliers.....	26

II.2.6. Ascenseur.....	32
II. 2.7. Acrotère .....	32
<b>II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....</b>	<b>33</b>
II.3.1. Les poutres.....	33
II.3.1.1. Les poutres principales .....	33
II.3.1.2 : les poutres secondaires.....	34
II.3.2. Poteaux .....	34
II.3.3. Les voiles .....	35
<b>II.4. Descente de charge .....</b>	<b>39-51</b>
II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation .....	39-51
II.4.2. Calcul des surfaces autour des poteaux.....	52-58
<b>II.5. Conclusion .....</b>	<b>58</b>

### Chapitre III : étude des éléments secondaires

I L'acrotère .....	59
I.1 Introduction.....	59
I.1 Evaluation des charges .....	59
I.2 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	60
I.3 Calcul des efforts.....	60
I.4 Calcul de ferrailage .....	61
I.4.1 Armatures Longitudinales .....	62
I.4.2 Détermination de la section des armatures à la flexion simple .....	62
I.4.2.1 Armatures fictives .....	63
I.4.3 Détermination de la section des armatures à la flexion composée .....	63
I.4.4 Détermination de l'excentricité du centre de pression.....	63
I.4.4.1 Armatures fictives .....	63
I.4.4.2 Détermination de la section des armatures à la flexion composée .....	64
I.5 Condition de non fragilité .....	64
I.6 Pourcentage minimal d'armature longitudinale .....	64
I.7 Vérification de l'effort tranchant .....	64
I.8 Armatures de répartition .....	64
I.9 Espacement des armatures .....	64
I.10 Présentation du ferrailage .....	65
II Les balcons:.....	66
II.1 Introduction.....	66
II.2 Hypothèse de calcul .....	66
II.2 Balcon étage courant .....	66
II.2.1 Les charges .....	66
II.2.2 Calcul Des Sollicitations .....	66
II.2.3 Combinaison d'action .....	66
II.2.4 Calcul du ferrailage.....	67
II.2.4.1 Armatures Longitudinales .....	67

II.2.4.2	Armatures fictives.....	67
II.2.4.3	Condition de non fragilité.....	67
II.2.4.4	Pourcentage minimal.....	67
II.2.4.5	Vérification de L'effort tranchant.....	68
II.2.4.6	Vérification à l'E.L. S.....	68
II.2.4.7	Armature de réparation.....	68
II.2.4.8	Espacement des armatures.....	68
II.3	Balcon terrasse inaccessible .....	69
II.3.1	Les charges.....	69
II.3.2	Calcul Des Sollicitations.....	69
II.3.3	Combinaison d'action.....	69
II.3.4	Calcul du ferrailage.....	69
II.3.4.1	Armatures Longitudinales.....	69
II.3.4.2	Armatures fictives.....	70
II.3.4.3	Condition de non fragilité.....	70
II.3.4.4	Pourcentage minimal.....	70
II.3.4.5	Vérification de L'effort tranchant.....	70
II.3.4.6	Vérification à l'E.L. S.....	70
II.3.4.7	Armature de réparation.....	71
II.3.4.8	Espacement des armatures.....	71
II.4	Présentation du ferrailage.....	71
III	Les escaliers.....	72
III.1	Introduction.....	72
III.2	Escalier d'étage.....	72
III.3	Les charge.....	72
III.4	Combinaisons d'action.....	72
III.5	Calcul du ferrailage.....	73
III.5.1	Armatures Longitudinales.....	73
III.5.1.1	En travée.....	73
III.5.1.1	En appuis.....	73
III.5.2	Armatures fictives.....	73
III.5.3	Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1).....	73
III.5.4	Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1).....	73
III.5.6	Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1).....	73
III.5.7	Vérification à l'E.L.S.....	74
III.5.7.1	En travée.....	74
III.5.7.2	En appuis.....	74
III.5.8	Armature de réparation.....	74

III.5.9 Espacement des armatures .....	74
III.5.10 Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1) .....	75
III.6 Présentation du ferrailage .....	75
IV Poutre palière .....	76
IV.1 Méthode de calcul .....	75
IV.2 Evaluation des charges .....	76
IV.3 Calcul de la poutre à la flexion .....	76
IV.3.1 Combinaisons d'actions .....	76
IV.3.2 Les sollicitations .....	76
IV.3.3 Calcul de ferrailage :( armatures longitudinales) .....	77
IV.3.4.1 Armatures fictives .....	77
IV.3.4.2 Condition de non fragilité .....	77
IV.3.4.3 Pourcentage minimal .....	77
IV.3.4.4 Vérification de L'effort tranchant .....	77
IV.3.4.5 Vérification à l'E.L. S.....	79
IV.3.4.6 Les Armatures Transversales .....	79
IV.3.4.7 Section minimale des armatures transversales .....	79
IV.3.4.8 Condition exigée par le RPA2003 .....	79
IV.4 Vérification de la flèche .....	79
IV.5 Calcul de la poutre à la torsion .....	79
IV.5.1 Contraintes tangentes de torsion .....	79
IV.5.2 Résistance en torsion et flexion .....	80
IV.5.3 Les armatures longitudinales .....	80
IV.5.4 Les armatures transversales .....	80
IV.5.5 Section minimale des armatures.....	80
IV.5.6 Les armatures totales .....	80
IV.5.7 Armatures longitudinales .....	80
IV.5.8 Armatures transversales .....	80
IV.6 Présentation du ferrailage.....	82
V Planchers .....	62
V.1 Introduction .....	82
V.2 Méthode utilisé .....	82
V.3 Les conditions .....	82
V.4 Calcule des moments.....	83
V.5 Valeur des efforts tranchants .....	83
V.6 Détermination des sollicitations .....	83-87
V.7 Le ferrailage.....	88

V.7.1 Dimensionnement des poutrelles.....	88
V.7.2 l'enrobage.....	88
V.7.3 plancher terrasse .....	88
V.7.3.1 Les armatures longitudinal:.....	88
V.7.3.1.1 En Travée .....	88
V.7.3.2 En travée.....	88
V.7.3.3 En appuis.....	88
V.7.3.4 Armatures fictives.....	89
V.7.3.5 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1) .....	89
V.7.3.6 Pourcentage minimal .....	89
V.7.3.7 Diamètre minimale .....	89
V.7.3.8 Espacement des cadres St.....	90
V.7.3.9 Vérification de l'effort tranchant.....	90
V.7.3.10 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	91
V.7.3.11 Vérification de la flèche .....	91
V.8 Ferrailage de la dalle de compression .....	91
V.8.1 Espacement.....	92
n : nombres des barres. ....	92
V.8.2 Pour les armatures parallèles aux nervures .....	92
V.8.3 Espacement .....	92
Présentation du ferrailage.....	93

## Chapitre IV : étude sismique

<b>IV.1.</b>	
<b>Introduction.....</b>	<b>95</b>
<b>IV.1.1. Objectif de l'étude dynamique.....</b>	<b>95</b>
<b>IV.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques.....</b>	<b>96</b>
<b>IV.2.1.Méthode statique équivalent.....</b>	<b>96</b>
<b>IV.2.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....</b>	<b>96</b>
<b>IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme .....</b>	<b>97</b>
<b>IV.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)....</b>	<b>97</b>
<b>IV3.1Présentation du logiciel de calcul.....</b>	<b>97</b>
<b>IV3.2. Spectre de Réponse de calcule.....</b>	<b>97</b>
<b>V.4.Distribution des Forces Sismiques .....</b>	<b>103</b>
<b>V.5.Calcul Des Actions Sismiques.....</b>	<b>105</b>
<b>V.6.Vérification des déplacement.....</b>	<b>113</b>
<b>V.7.Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P-<math>\Delta</math>.....</b>	<b>114</b>
<b>V.8.Vérification au Renversement.....</b>	<b>116</b>
<b>V.9.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....</b>	<b>118</b>
<b>V.10 : conclusion.....</b>	<b>121</b>
<b>VI.5.Conclusion .....</b>	

## Chapitre V : Etude des éléments principaux

<b>V.1.Introduction .....</b>	<b>122-150</b>
<b>V.2. Ferrailage des poteaux .....</b>	
V.2.1. définition .....	122
V.2.2.Exigences et recommandation de ferrailage imposé par RPA99 /Version2003...	

V.2.3.Sollicitations dans les poteaux .....	
V.2.4.Ferraillage des poteaux .....	
V.2.4.1.Ferraillage longitudinale .....	
V.2.4.2.Ferraillage transversal.....	
V.2.4.3. Résultats de ferraillage des armatures transversales.....	
V.2.4.4.Les Vérification .....	
V.2.5.Schéma de ferraillage des poteaux .....	
<b>V.3.ETUDE DES POUTRES .....</b>	
V.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003.....	
V.3.1.1. Les armatures longitudinales .....	
V.3.1.2. Les armatures transversales .....	
V.3.1.3. Les armatures longitudinales min et max données par le RPA.....	
V.3.2. Ferraillage des poutres.....	
V.3.3. Vérification des zones nodales.....	
V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres ...	
V.3.3.2. Vérification .....	
V.3.4. Schéma de ferraillage des poutres.....	196

<b>V.4.Ferraillage des voiles .....</b>	
V.4.1. définition.....	
V.4.2. Types de voiles.....	
V.4.3.Principe de calcul .....	
V.4.4.Prescriptions des règlements : (RPA99/Modifié 2003) .....	
V.4.5.Disposition des voiles.....	
V.4.6.Etapes de calcul des voiles.....	
V.4.7.Exemple de calcul d'un voile plein.....	
<b>V.5. schéma de ferraillage d'un voile .....</b>	
V4.6. Exemples de schémas de ferraillage d'un voile.....	
<b>V.6. CONCLUSION .....</b>	

## **Chapitre VI : Etude Des Fondations**

<b>VI.1. Introduction .....</b>	<b>153-174</b>
<b>VI.2. Choix du type des fondations .....</b>	
VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer .....	
VI.2.2.les caractéristique du sol.....	
VI.2.3. Vérification des semelles isolées .....	
VI.2.4. Vérification des semelles filantes .....	
VI.2.5. Etude du radier général .....	
VI.2.5.1.Définition .....	
VI.2.5.2. Pré dimensionnement .....	
VI.2.5.3. Les vérifications nécessaire.....	
VI.2.5.5. Schéma de ferraillage .....	
VI.2.6. Calcul des nervures .....	
VI.2.6.1.Définition.....	
VI.2.6.2.Les sollicitations sur les nervures .....	
VI.2.6.3. Ferraillage .....	
VI.2.6.4. Armatures de peaux.....	
VI.2.6.5. Schéma de ferraillage .....	
<b>VI.4.CONCLUSION .....</b>	

## **Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

# Liste Des Figures

	<b>Pages</b>
<b>Chapitre I : Généralité</b>	
<b>Fig: I.1</b> vue en plan des étages courant.....	02
<b>Fig: I.2</b> coupes A-A.....	02
<b>Fig I.3:</b> diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	06
<b>Fig I.4.</b> Evolution de la résistance du béton $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	12
<b>Fig I.5.</b> Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{ij}$ En fonction de celle à la compression $f_{cj}$ .....	13
<b>Fig I.6:</b> Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression - flexion).....	14
<b>Fig I.7.</b> Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.....	14
<b>Fig I.8.</b> Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	18
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>Fig. II.1.</b> Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	21
<b>Fig.II.2.</b> Schéma de la disposition des poutrelles.....	21
<b>Fig. II.3.</b> Coupe transversale d'une poutrelle.....	22
<b>Fig II.4 :</b> Plancher terrasse inaccessible.....	22
<b>Fig II.5 :</b> Plancher étage courant et RDC.....	23
<b>Fig.II. 6:</b> Les dalles sur trois appuis.....	24
<b>FigII. 7:</b> Schéma d'une dalle de l'ascenseur.....	25
<b>Fig.II.8.</b> Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....	25
<b>Fig.II.9.</b> Coupe longitudinale d'un mur extérieure et intérieure.....	26
<b>Fig II. 10:</b> Schéma terminologie d'escalier.....	26
<b>Fig II.11 :</b> coupe transversale et longitudinale d'escalier.....	27
<b>Fig II.12:</b> Schéma statique de la volée V2.....	28
<b>Fig II.13:</b> Schéma statique des volées V1 et V3.....	28
<b>Fig II.14 :</b> coupe transversale et longitudinale d'escalier.....	30
<b>Fig II.15:</b> Schéma statique des volées V1 et V2.....	30
<b>Fig II.16:</b> Schéma statique des volées V2.....	31
<b>Fig II.17 :</b> L'ascenseur.....	32
<b>FigII. 18 :</b> Schémas de l'acrotère.....	32
<b>Fig II.19 :</b> Dimensions des poutres principales et secondaires.....	34

<b>Fig II.20:</b> Hauteur libre d'étage.....	35
<b>Fig. II.21.</b> Coupe en élévation d'un voile.....	35
<b>Fig.II. 22 :</b> Coupes de voiles en plan.....	36
<b>Fig.II.23.</b> schéma statique de la descente de charge.....	37
<b>Fig. II.24.</b> Poteau F-2 de la descente de charges.....	37
<b>Fig. II.25.</b> Poteau F-2 de la descente de charge.....	38
<b>Fig. II.26.</b> Poteau E-1 de la descente de charges.....	41
<b>Fig. II.27.</b> Section brute de poteau ( $B_r$ ).....	48
<b>Chapitre III : étude des éléments secondaires</b>	
<b>Fig.III.1.</b> Schéma statique de la poutrelle.....	52
<b>Fig.III.2.</b> Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	52
<b>Fig.III.3.</b> Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	52
<b>Fig.III.4.</b> Schéma statique de la poutrelle.....	53
<b>Fig. III.5.</b> Schéma statique de la poutrelle type 1.....	55
<b>Fig.III.6.</b> Schéma statique de la poutrelle type 2.....	60
<b>Fig.III.7.</b> Schéma statique de la poutrelle type 2.....	61
<b>Fig.III.8.</b> Schéma statique de la poutrelle type 3.....	63
<b>Fig. III.9.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	80
<b>Fig. III. 10.</b> Schéma statique de l'escalier (volée 2).....	82
<b>Fig.III.11.</b> Méthode des sections pour déterminer M et V à L'ELU.....	83
<b>Fig.III.12.</b> Méthode des sections pour déterminer M et V à L'ELU.....	83
<b>Fig. III.13.</b> des sollicitations dans la console L'ELU.....	84
<b>Fig.III.14.</b> Schéma statique de l'escalier (volée 2).....	84
<b>Fig.III.15.</b> Méthode des sections pour déterminer M et V à L'ELS.....	85
<b>Fig.III.16.</b> Méthode des sections pour déterminer M et V à L'ELS.....	85
<b>Fig.III.17.</b> des sollicitations dans la console L'ELS.....	85
<b>Fig.III.18.</b> Bande de calcul de la volée.....	86
<b>Fig.III.19.</b> chargement de la volée 1 avec revêtement et sans revêtement.....	93
<b>Fig.III.20.</b> ferrailage de la volée (2).....	94
<b>Fig.III.21.</b> ferrailage de la volée (2).....	95
<b>Fig.III.22.</b> ferrailage de la volée (1).....	95
<b>Fig.III.23.</b> Schéma statique de la poutre palière.....	95
<b>Fig.III.24.</b> Diagrammes des sollicitations de la poutre palière à L'ELU et à l'ELS.....	97



<b>Fig.III.25.</b> ferraillage de la poutre palière.....	103
<b>Fig.III.26.</b> Schéma statique de l'escalier (volée 1et2).....	103
<b>Fig.III.27.</b> Schéma statique de l'escalier (volée 1 et 2)a l'ELU.....	104
<b>Fig.III.28.</b> Schéma statique de l'escalier (volée 1et2)a l'ELS.....	104
<b>Fig.III.29.</b> Diagramme des moments et l'effort tranchant de la volée 02.....	105
<b>Fig.III.30.</b> bande de 1m de la volée.....	105
<b>Fig.III.31.</b> chargement de la volée avec revêtement et sans revêtement.....	112
<b>Fig.III.32.</b> Schéma Ferrailage de la volée V1 et V2.....	114
<b>Fig.III.33.</b> Schéma Ferrailage de la volée V2.....	114
<b>Fig.III.34.</b> Diagrammes du moment et d'effort tranchant de la volée 2.....	115
<b>Fig.III.35.</b> Ferrailage de la volée 2.....	119
<b>Fig.III.36.</b> Schéma statique de la poutre brisée.....	119
<b>Fig.III.37.</b> Diagrammes des sollicitations de la poutre brisée à L'ELU et à L'ELS.....	121
<b>Fig.III.38.</b> Section de calcul de la poutre brisée.....	122
<b>Fig.III.39.</b> Aire de la section.....	125
<b>Fig.III.40.</b> Ferrailage de la poutre brisée.....	127
<b>Fig.III.41.</b> Acrotère.....	128
<b>Fig.III.42.</b> Les Sollicitations sur l'acrotère.....	128
<b>Fig.III.43.</b> Section à ferrailler.....	130
<b>Fig.III.44.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	134
<b>Fig.III.45.</b> Cage d'ascenseur.....	135
<b>Fig.III.46.</b> Schéma représentant la surface d'impacte.....	139
<b>Fig.III.47.</b> Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	143
<b>Fig.III.48.</b> Schéma de ferrailage de la dalle.....	144

#### **Chapitre IV : étude sismique**

<b>Fig IV.1.</b> Limite des décrochements en plan.....	146
<b>Fig IV.2.</b> Limites des décrochements en élévation.....	146
<b>Fig IV.3:</b> spectre de réponse.....	150
<b>Fig IV.4.</b> structure en mode 1 Sans voiles.....	152
<b>Fig IV.5.</b> structure en mode 2 Sans voiles.....	152
<b>Fig IV.6 :</b> structure en mode 3 Sans voiles.....	153

<b>Fig IV.7.</b> disposition des voiles de contreventement.....	153
<b>Fig IV.8.</b> structure en mode 1 avec voiles .....	153
<b>Fig IV.9.</b> structure en mode 2 avec voiles .....	154
<b>Fig IV.10.</b> structure en mode 3 avec voiles .....	154

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

<b>Fig.V.1 :</b> Zone nodale.....	164
<b>Fig.V.2</b> Section d'un poteau.....	166
<b>Fig.V.3 :</b> Section d'un poteau.....	168
<b>Fig.V.4.</b> Schéma de ferrailage transversal des nœuds.....	174
<b>Fig. V.5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux.....	179
<b>Fig .V.6 :</b> 2U superposés (avec alternance dans l'orientation).....	181
<b>Fig.V.7 :</b> Dispositions constructives des portiques.....	182
<b>Fig. V.8 :</b> Section d'une poutre.....	183
<b>Fig.V. 9:</b> Les moments sur la zone nodale .....	194
<b>Fig .V.10 :</b> Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	196
<b>Fig.V.11.</b> Coupes transversales de la poutre principale .....	196
<b>Fig V.12 :</b> Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	196
<b>Fig.V.13.</b> Coupes transversales de la poutre secondaire.....	197
<b>Fig V.14.</b> Section partiellement comprimée.....	199
<b>Fig.V.15.</b> Section entièrement tendue.....	200
<b>Fig V.16.</b> Section entièrement comprimée.....	200
<b>Fig V.17.</b> disposition des voiles sens x-x , y-y.....	206
<b>Fig.V.18 :</b> schéma de ferrailage d'un voile.....	216

### **Chapitre VI : Etude Des Fondations**

<b>Fig VI.1</b> Vue d'une semelle isolée.....	218
<b>Fig VI.2:</b> Semelle filante.....	218
<b>Fig VI.3 :</b> Semelle filante.....	219
<b>Fig. VI.4:</b> dimension du radier.....	219.
<b>Fig VI.5:</b> Dimensions du radier générale.....	220
<b>Fig VI.6:</b> Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée.....	221
<b>Fig VI.7 :</b> Dalle sur quatre appuis.....	223

<b>Fig VI.8</b> : Bande de calcul.....	225
<b>Fig VI. 9</b> :schéma de ferrailage du radier.....	228
<b>Fig VI.10</b> : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	229
<b>Fig VI.11</b> . Schéma de transmission des lignes de ruptures.....	230
<b>Fig VI.12</b> . Sollicitations sur les nervures transversales.....	230
<b>Fig VI.13</b> . Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	230
<b>Fig VI.14</b> .schéma statique des charges équivalente ELU, ELS.....	231
<b>Fig VI.15</b> .schéma statique des charges équivalente ELU, ELS.....	231
<b>Fig VI.16</b> : Diagramme Moment fléchissant ( <b>ELU</b> ) Fil 2.....	231
<b>Fig VI.17</b> : Diagramme Moment fléchissant ( <b>ELS</b> ) Fil 2.....	232
<b>Fig VI.18</b> : Diagramme effort tranchant ( <b>ELU</b> ) Fil 2.....	232
<b>Fig VI.19</b> : Diagramme effort tranchant ( <b>ELS</b> ) Fil 2.....	232
<b>Fig VI.20</b> : Diagramme Moment fléchissant ( <b>ELU</b> ) Fil C.....	232
<b>Fig VI.21</b> : Diagramme Moment fléchissant ( <b>ELS</b> ) Fil C.....	232
<b>Fig VI.22</b> : Diagramme effort tranchant ( <b>ELU</b> ) Fil C.....	232
<b>Fig VI.23</b> : Diagramme effort tranchant ( <b>ELS</b> ) Fil C.....	233
<b>Fig VI.24</b> . Section à ferrailé.....	233
<b>Fig VI.25</b> .Schéma de ferrailage de la nervure.....	239-238
<b>Fig VI.26</b> .Schéma statique du voile périphérique.....	238
<b>Fig VI.27</b> .Bande de calcul.....	241
<b>Fig VI.28</b> : Schéma du ferrailage du mur adossé.....	243

# Liste Des Tableaux

Pages

## Chapitre I : Généralité

<i>Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers</i> .....	16
<i>Tableau I.2. L'enrobage des armatures</i> .....	19

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

<i>Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges sur plancher terrasse</i> .....	23
<i>Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharge plancher étage courant et RDC</i> .....	23
<i>Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharge dans le plancher à dalle pleine</i> .....	25
<i>Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharge des murs</i> .....	26
<i>Tableau II.5. Evaluation des charges surcharges de paliers</i> .....	29
<i>Tableau II.6. Evaluation des charges et surcharges de la volée 2</i> .....	29
<i>Tableau II.7 : Charge permanente revenant à l'acrotère</i> .....	31
<i>Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharges pour le poteau F-2</i> .....	33
<i>Tableau II.9 : Evaluation des charges et surcharges pour le poteau F-2</i> .....	39-40
<i>Tableau II.10. L'effort normal ultime « <math>N_u</math> » dans chaque niveau</i> .....	42-43
<i>Tableau II.11. Vérification de la résistance (compression simple)</i> .....	44
<i>Tableau II.12: résultat de vérification au flambement</i> .....	45
<i>Tableau II.13: résultat de vérification au flambement</i> .....	49

## Chapitre III : étude des éléments secondaire

<i>Tableau .III.1. Les différents types de poutrelles</i> .....	54
<i>Tableau III.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles</i> .....	55
<i>Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)</i> .....	59
<i>Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)</i> .....	60
<i>Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)</i> .....	61
<i>Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2)</i> .....	61
<i>Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de l'étage courant (type 2)</i> .....	62
<i>Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de l'étage courant (type 2)</i> .....	62
<i>Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de entre sol (type 2)</i> .....	63
<i>Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du entre sol (type 2)</i> .....	63

<b>Tableau III.11.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3).....	67
<b>Tableau III.12.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3).....	67
<b>Tableau III.13.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 3).....	67
<b>Tableau III.14.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 3).....	68
<b>Tableau III.15.</b> Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau.....	68
<b>Tableau III.16.</b> Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	69
<b>Tableau III.17.</b> Calcul des armatures principales.....	72
<b>Tableau III.18.</b> Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U.....	74
<b>Tableau III.19.</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	76
<b>Tableau III.20.</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	80-81
<b>Tableau III.21.</b> Sollicitations de la volée (2) à l'ELU et à l'ELS.....	86
<b>Tableau III.22.</b> Réaction d'escaliers sur la poutre palière.....	96
<b>Tableau III.23.</b> charges et Sollicitations sur la poutre palière.....	97
<b>Tableau III.24.</b> charges et sollicitations de la volée 02 à l'ELU et à l'ELS.....	105
<b>Tableau III.25.</b> Réaction d'escaliers sur la poutre.....	120
<b>Tableau III.26.</b> Sollicitations engendrées par la vole et les paliers sur la poutre brisée.....	121
<b>Tableau.III.27.</b> Combinaison d'action de l'acrotère.....	129
<b>Tableau III.28.</b> Résultats des calculs.....	140
<b>Tableau III.29.</b> Résultat des calculs.....	142

**Chapitre IV : étude sismique**

<b>Tableau IV.1 :</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	148
<b>Tableau IV. 2 :</b> Les poids des différents niveaux.....	149
<b>Tableau IV.3 :</b> Caractéristiques géométriques des planchers corps creux.....	151
<b>Tableau IV.4 :</b> Période de vibration et taux de participation massique.....	155
<b>Tableau IV. 5 :</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	156
<b>Tableau IV. 6 :</b> Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	156-157
<b>Tableau IV.7 :</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	157
<b>Tableau IV.8.</b> la masse et l'excentricité théorique et accidentelle de chaque niveau.....	157-158
<b>Tableau IV.9 :</b> Vérification des déplacements de la structure.....	158
<b>Tableau IV.10.</b> Effort tranchant et moment de renversement de chaque étage.....	159
<b>Tableau IV.11.</b> Stabilité au renversement.....	160
<b>Tableau IV.12 :</b> Vérification a L'effet $P-\Delta$ .....	160-161

**Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit**.....162

**Chapitre V : Etude des éléments principaux**

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA**.....165

**Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux** .....166

**Tableau V.3 : Armatures longitudinales des poteaux**.....172

**Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux**.....174

**Tableau V.5. Vérification des contraintes tangentielles**.....175

**Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton**.....177

**Tableau V.7. Vérification du flambement des poteaux**.....178

**Tableau V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA**.....182

**Tableaux V.9.ferraillage des poutres principales (travée)**.....184

**Tableaux V.10.ferraillage des poutres principales (appuis)**.....186

**Tableaux V.11.ferraillage des poutres secondaires (travée)**.....188

**Tableaux V.12.ferraillage des poutres secondaires (appuis)**.....189

**Tableau V.13 : Vérification des contraintes tangentielles**.....191

**Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**.....192

**Tableau V.15 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS**.....192

**Tableau V.16 : Moment résistant dans les poteaux**.....194

**Tableau V.17 : Moment résistant dans les poutres**.....195

**Tableau. V.18 Vérification de la zone nodale**.....195

**Tableau V.19.valeurs du rapport  $L_f/l$** .....201

**Tableau V.20 : Ferraillage des voiles  $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}$**  .....207

**Tableau V.21 : Ferraillage des voiles  $V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}$**  .....207

**Tableau V.22 : Ferraillage des voiles  $V_{y1}$** .....210

**Tableau V.23 : Ferraillage des voiles  $V_{x1}$** .....211

**Tableau V.24 : Ferraillage des voiles  $V_{x2}$** .....212

**Tableau V.25 : Ferraillage des voiles  $V_{x3}$** .....213

**Tableau V.26 : Ferraillage des voiles  $V_{y2}$** .....214

**Tableau V.27 : Ferraillage des voiles  $V_{y3}$** .....215

**Chapitre VI : Etude Des Fondations**

<b>Tableau VI.1</b> : calcul des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	224
<b>Tableau VI.2</b> : moment résultant.....	224
<b>Tableau VI.3</b> Résumé des résultats de ferrillages.....	226
<b>Tableau VI.4</b> : Vérification des contraintes À l'ELS.....	227
<b>Tableau VI.5</b> : calcul des charges équivalent.....	229
<b>Tableau VI.6</b> : Charges équivalente de fil C.....	230
<b>Tableau VI.7</b> : Charges équivalente de fil 2.....	231
<b>Tableau VI.8</b> : les moments maximaux.....	233
<b>Tableau VI.9</b> : Résumé des résultats de ferrillage des nervures de radier.....	235
<b>Tableau VI.10</b> : Vérification des contraintes de la nervure du radier.....	237
<b>Tableau VI.11</b> : calcul des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	240
<b>Tableau VI.12</b> : Résumé des résultats de ferrillage du mur.....	242
<b>Tableau VI.13</b> : Résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	243

# Liste des symboles

## BETON ARME

$f_{cj}$  : résistance en compression à j jour du béton.

$f_{tj}$  : résistance à la traction à j jour du béton.

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale du béton.

$E_{vj}$  : module de déformation différé du béton.

$G$  : Module de déformation transversale.

$\nu$  : coefficient de poisson.

$f_{bu}$  : résistance conventionnelle ultime à la compression.

$\xi_{bc}$  : déformation unitaire du béton.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression dans le béton,

$\gamma$  : est un coefficient de sécurité.

$\theta$  : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_u$  : Contraintes limites de cisaillement.

$f_{su}$  : résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$  : contrainte admissible d'acier.

$f_e$  : limite d'élasticité des aciers utilisés

$\eta$  : coefficient de fissuration

$N_u$  : est l'effort normal ultime

$B_r$  : est la section de béton réduite du béton

$\lambda$  : l'élancement de l'élément poteau.

$\bar{f}$  : la flèche admissible.

$F_p$  : l'action sismique horizontale.

$L_f$  : longueur de flambement.

$e_0$  : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.

$\varphi$  : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2

$\mu_{bu}$  : moment réduit.



$A_s$  : section d'armature comprimée

$A'_s$  : section d'armature tendue.

$S_t$ : escapement des armatures.

$A_r$  : section d'armature de répartition.

$M_0$  : moment fléchissant dans la travée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

$M_w$  : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

$M_e$  : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.

$M_{ut}$  : moment capable de la table de compression.

$A_{min}$ :section minimale d'armature.

$\emptyset_t$  : diamètre d'armature transversale.

$f_{pi}$ : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

$f_{gv}$  : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{gi}$  : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

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

$y$  : position de l'axe neutre.

$I_0$  : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

$M_g$  : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

$M_j$  : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.

$M_p$  : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$I_{fi p}$ ,  $I_{fi j}$ ,  $I_{fi g}$ , et  $I_{fv g}$  : sont les inerties fissurées.

$T_u$ : Le moment de torsion ultime.

$a$  : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

$\Omega$  : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

$T_k$  : le période du mode K.

$N$  : le nombre de niveau au-dessus du sol.

$G$  : centre de gravité.

$R$  : centre e rigidité.

$\alpha$  : coefficient réducteur

$V$  : effort tranchant.

$M_K$  : moment de renversement.

$\delta_k$  : Les déplacements horizontaux absolus.

$\Delta_k$  : les déplacements relatifs.

$R$  : Coefficient de comportement.

$Q$  : facteur de qualité.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement.

$A_t$  : section d'armature minimale.

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

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau.

$M_{uf}$  : moment fictif.

$A'_{sf}$  : section d'armature fictive

$Y_{ser}$  : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

$D$  : Fiche d'ancrage.

*E.L.U* : Etat limite ultime.

*E.L.S* : Etat limite service

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.

### Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples

m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée

cm<sup>2</sup> : Section d'acier

m<sup>2</sup> : Section

KN, (N, MN) : Charge ponctuelle

KNm<sup>-1</sup>, (Nm<sup>-1</sup>, MNm<sup>-1</sup>) : Charge linéique

KNm<sup>-2</sup>, (Nm<sup>-2</sup>, MNm<sup>-2</sup>) : Charge surfacique

KNm<sup>-3</sup>, (Nm<sup>-3</sup>, MNm<sup>-3</sup>) : Charge volumique

KN m, (N m, MN m) : Moment

MPa, (Pa, kPa) : Contrainte

Une conversion bien utile : 1MPa = 1 MNm<sup>-2</sup> = 1 Nmm<sup>-2</sup> = 10<sup>6</sup> Pa.

On rencontre encore parfois le bar comme unité de contrainte :

1 bar=1 kgcm<sup>-2</sup> et 10 bar = 1MPa.

## **Introduction Générale :**

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines de Génie civil est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

A ce jour , la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Construire des bâtiments c'est concevoir puis réaliser des enveloppes abritant des activités humaines dans les meilleures conditions de confort et de sécurité possibles à moindre cout.

La conception d'un bâtiment comporte deux étapes essentielles : l'établissement de plans architecturaux et l'étude de la structure sous l'effet des charges normales (permanentes et d'exploitation) et accidentelles (séisme).

Une structure doit être calculée et conçue de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût :

- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation

Notre projet consiste à étudier bâtiment un R+9 contreventement par (portique/voile) implanté dans la wilaya de Batna qui est une zone de sismicité faible (I).

Pour cela, nous allons suivre les démarches écrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ✓ Le premier chapitre, pour la généralités et présentation de l'ouvrage.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour dimensionnement des éléments porteurs.
- ✓ Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

# **Introduction Générale**

**Chapitre I**  
**Généralité et**  
**présentation de**  
**l'ouvrage et matériaux**  
**utilise**

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement**

### **Et descente des charges**

# **Chapitre III**

## **Étude des éléments secondaires**



# **Chapitre IV**

## **Étude sismique**

# **Chapitre V**

## **Etude des éléments principaux**

# **Chapitre VI**

## **Etude Des Fondations**

# **CONCLUSION GENERALE**

# ANNEXS

### I.1. introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. à cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

### I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage:

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment d'un seul bloc (R+9) implanté à **Batna**, cette structure est destinée seulement pour usage d'habitation et administratif (rez-de-chaussée), elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99** /version 2003 » dans importance faible **I** et le groupe d'usage **2**.

#### I.2.2. Caractéristiques géométriques:

- ✓ Longueur en plan.....**31.35m.**
- ✓ Largeur en plan .....**26.35m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère).....**31.95m.**
- ✓ Hauteur du RDC..... **3.06m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**3.06m.**
- ✓ Forme géométrique (forme rectangulaire)

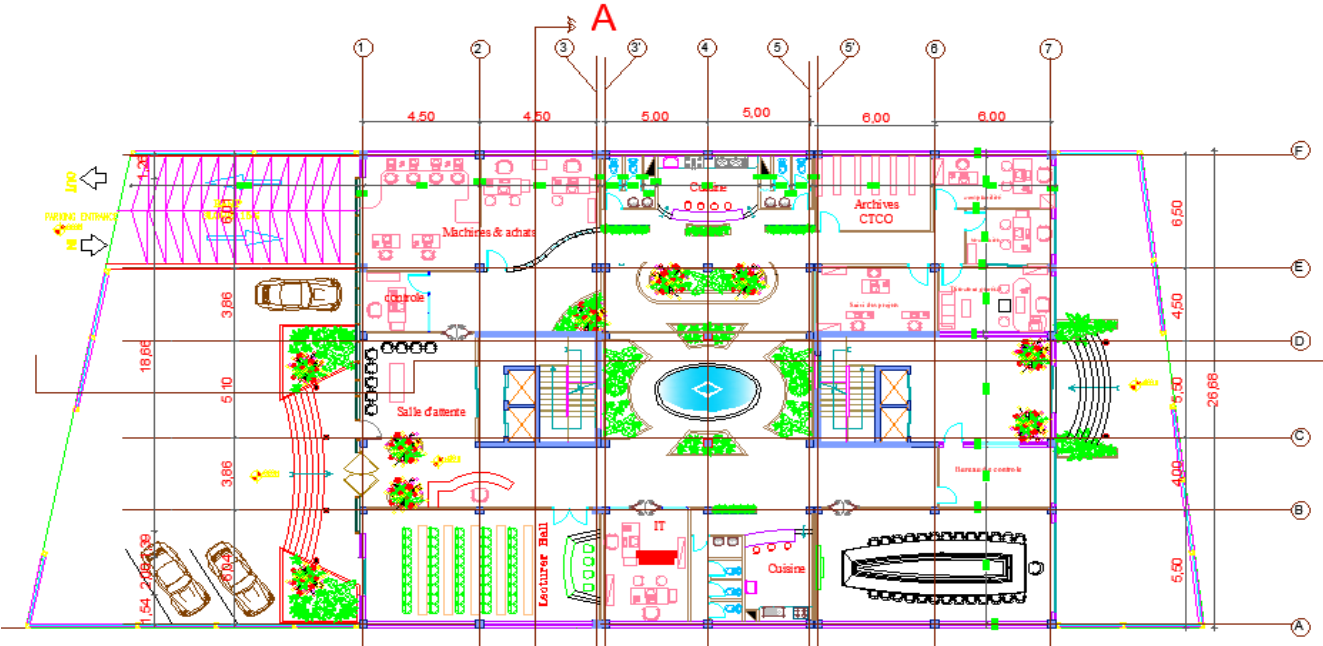


Fig: I.1 vue en plan des RDC

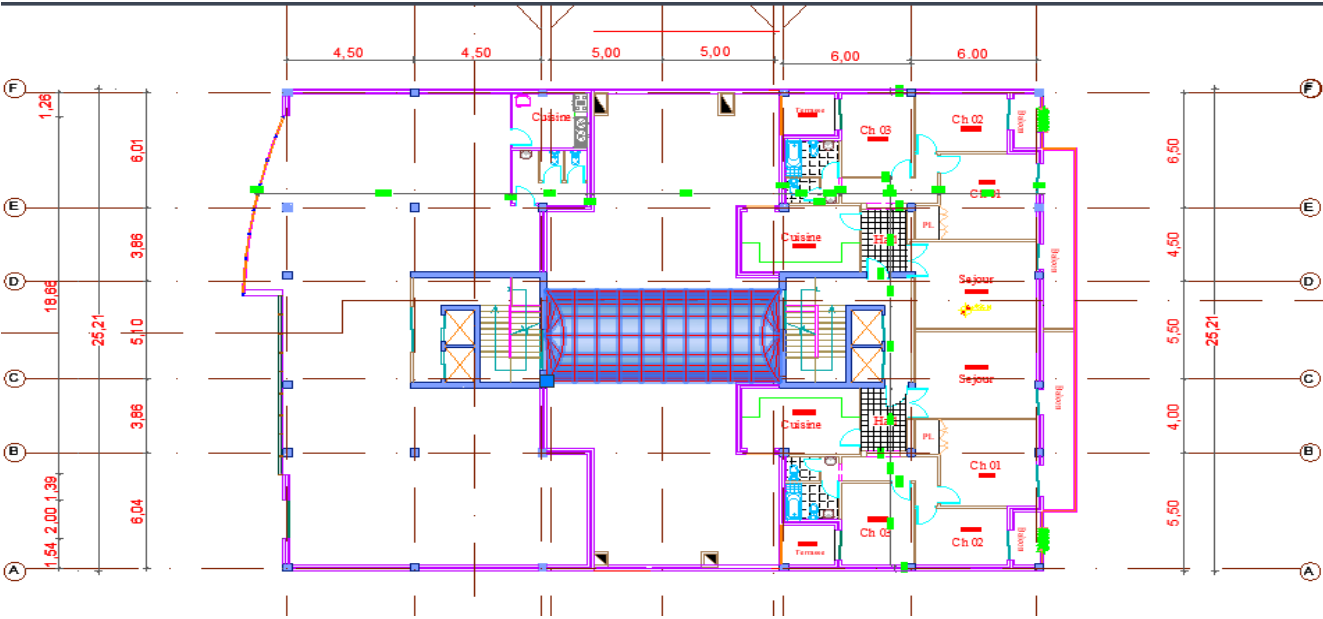


Fig: I.2 vue en plan des étages courants

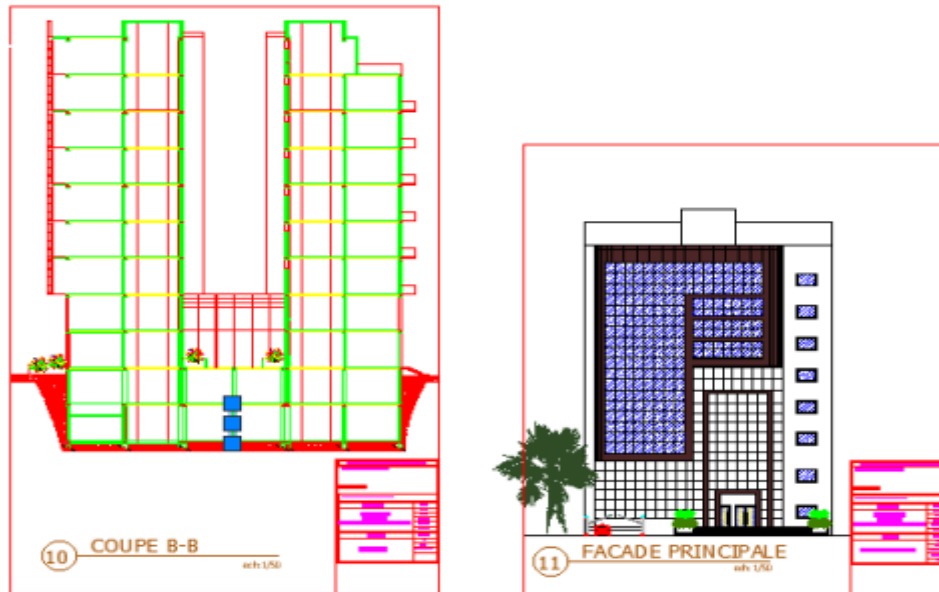


Fig: I.3 coupe B-B et facade principe

### I.3. Choix du contreventement :

Article (3-4-A-1.a) **RPA99**

L'ossature de notre bâtiment est une structure 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 **I**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (pourtques-voiles). Selon toujours le même article, les voiles et pourtque avec justification de au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprise conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultants de leur interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchants de l'étage.

### I.4. Les Eléments Structuraux:

**I.4.1. 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.

**I.4.2. Poutres :** sont sollicitée par un moment fléchissant et un effort tranchants, il existe les poutres principales qui supportes la charge de plancher, et les poutres secondaire (poutres de chainages) qui relie les portiques

**I.4.3 Poteaux :** sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure c-à-d flexion composées.



**I.4.4 Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre, notre structure contient deux types des escaliers :

**Type 1 :** escalier droit avec deux volées.

**Type 2 :** escalier balancé avec poutre brisée.

**Type 3 :** escalier métallique balancé.

**I.4.5. La maçonnerie :**

- les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

**I.4.6. Balcon :** les balcons seront réalisés à corps creux.

**I.4.7. L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse,

Coulé sur place.

**I.4.8. L'infrastructure :** Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- ✓ Limiter les tassements.
- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

**I.4.9. Revêtement :**

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ Mortier pour les murs extérieurs.
- ✓ Faïence pour les salles d'eau.

**I.4.10. Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**I.5. Données de site :**

- ❖ Le sol de notre site n'est pas agressif pour les bétons de fondations.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1,7 \text{ bars}$ . (Annexe V)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=Z=1.8 m**

❖ Le terrain étudié est constitué par des remblais importants reposant sur marnes fracturées.

❖ Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique

### **I.6. Régularité de la structure :** (Article 3.5.1) **RPA** (figure 3.2)

Selon le **RPA99** /version 2003 (article 3.5.1), chaque bâtiment et sa structure doit être classé selon sa régularité en plan et en élévation.

#### **I. 6. 1. Régularité en plan :**

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.a du **RPA 99** sont vérifiées, donc la structure est régulière en plan.

#### **I. 6. 2. Régularité en élévation :**

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.b du **RPA 99** sont vérifiées, donc la structure est régulière en élévation.

**Conclusion :** Selon les deux critères précédents, le bâtiment est classé régulier en plan et en élévation dans les deux directions de calcul.

### **I.7. Réglementations et Normes Utilisées:**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ❖ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

### **I.8. Etats limites :**

**I.8.1. 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.

#### **I.8.2. Etat limite ultime(ELU) :**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

### I.8.3. Etat limite de service(ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

### I.9. les hypothèses de calcul : CBA93 (article A.4.3.2)

#### I.9.1 Hypothèses de calcul à E.L.U :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique, à savoir :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \rightarrow \text{En flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{En compression simple.}$$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure I.3).

#### ➤ Règle des trois pivots :

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure suivante :

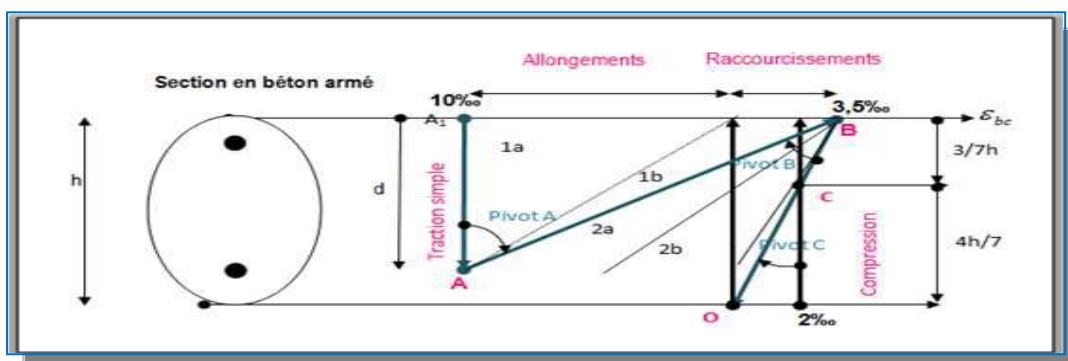


Fig I.4: diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si  $y \leq 0.2593 \times d$
- Le pivot B si  $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si  $y \geq h$

$\epsilon_{bc}$  : La déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé)

$\epsilon_s$  : La déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

$A_s$  : armature longitudinales dans la zone comprimée.

$A'_s$  : Armature longitudinales dans la zone tendue.

$Y$  : position de l'axe neutre.

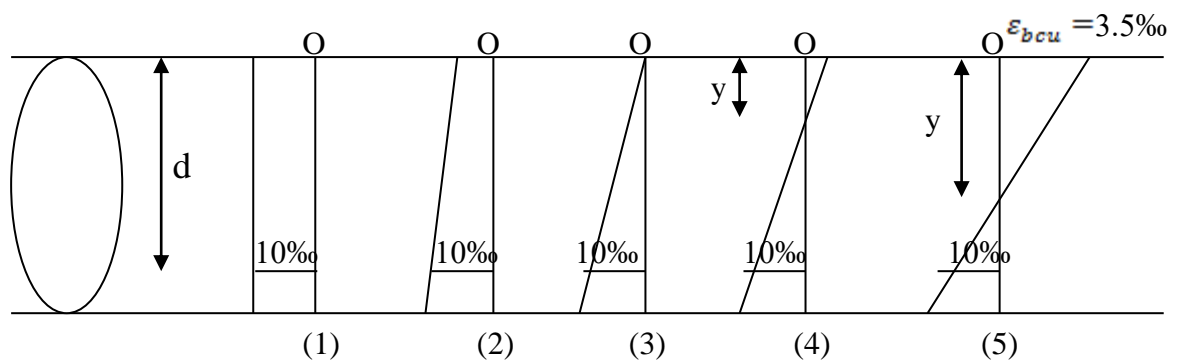
Le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section dans l'état limite ultime sollicitation aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple)
- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction)
- Flexion simple
- Flexion composée
- Compression pure (compression simple)

Quel que soit le type des sollicitations, le diagramme des déformations passe par l'un des points A, B ou C appelé pivot.

On distingue trois domaines :

✚ **Dans le domaine 1** : pivot A, l'état limite ultime est définie par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue, diagramme de déformation passe par le pivot A, et peut prendre l'une des positions suivantes :



**Schéma(1)** : correspond à la traction simple (ou la dilatation égale à 10‰)

**Schéma(2)** : correspond à la traction totale de la section (flexion composée ou la section est entièrement tendue ou force de traction avec une petite excentricité)

**Schéma(3)** : comme le Schéma(2)

**Schéma(4)** : correspond à la flexion simple ou composée ou la section est partiellement comprimée avec  $\varepsilon_{bc} < \varepsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

**Cas particulier :**

$\varepsilon_s = 10\text{‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  Les triangles semblables donnent :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{2/1000}{10/1000} \Rightarrow y = 0.167d$$

Si on pose  $y = \alpha \cdot d$  on obtient  $\alpha = 0.167$

**Schéma(5)** : comme le schéma (4) avec :  $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

La position limite AB correspond à axe neutre comme suite :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{3.5}{10} \Rightarrow y = 0.259d$$

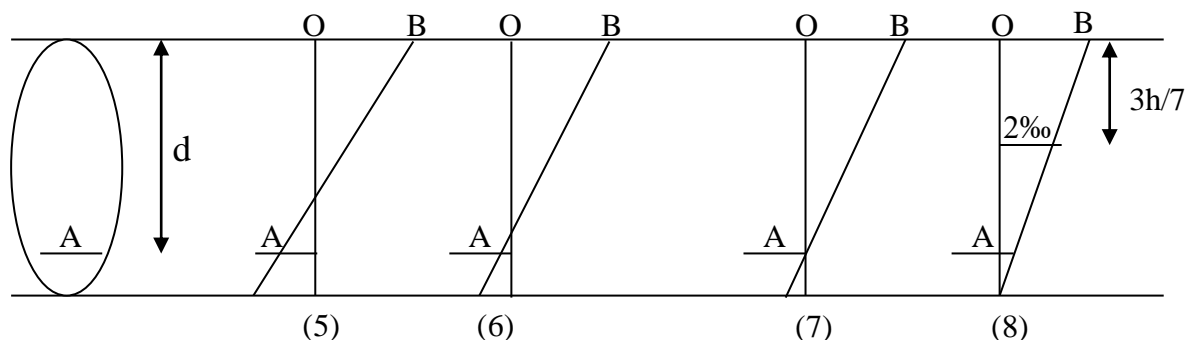
$$y_{AB} = \alpha_{AB} \times d = 0.259d \Rightarrow \alpha_{AB} = 0.259$$

**Remarque :** Le diagramme des déformations passe par le pivot A dans le cas de la flexion simple ou composée si :  $\alpha_{AB} \leq 0.259$

On ne peut pas augmenter la zone comprimée par l'augmentation de  $\varepsilon_{bc}$  plus que sa valeur maximale qui est 3.5 ‰, on doit donc diminuer  $\sigma_s$  (donc diminuer  $\varepsilon_s$ )

Le diagramme des contraintes pivot autour de B jusqu'à ce que  $\varepsilon_s$  atteigne zéro, afin de renforcer la zone comprimée et prendre l'une des positions suivantes :

✚ **Dans le domaine 2** : Pivot B, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée du béton, le diagramme des contraintes passe par le pivot B est peut prendre l'une des positions suivantes



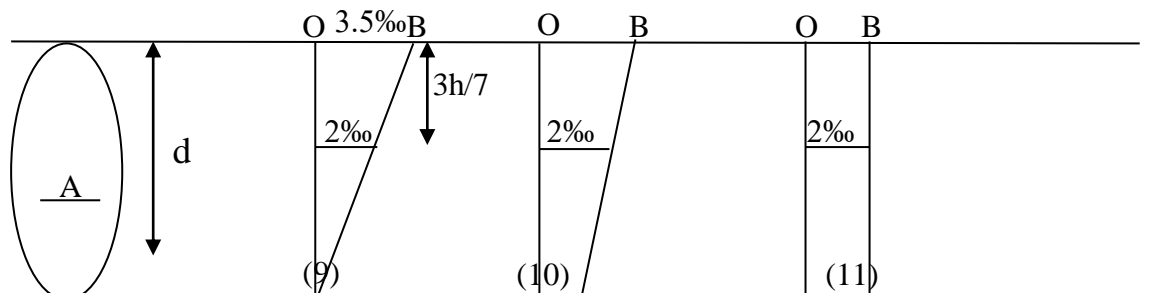
**Schéma(6)** : correspond à la flexion simple ou composée avec  $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$  et  $\epsilon_s < 10\text{‰}$

**Schéma(7)** : comme le schéma (6) avec :  $\epsilon_s = 0$  ( $y=d \rightarrow \alpha=1$ )

**Schéma(8)** : correspond à la flexion composée avec force de compression quand le raccourcissement de la fibre la plus comprimée atteint 3.5‰ et raccourcissement nul de la fibre la moins comprimée, c'est l'état limite de domaine(2).

**Remarque** : la flexion simple ou composée avec un ferraillement tendue  $0.259 < \epsilon < 1$  caractérisée le pivot B, si on fait pivoter la droite de B, la petite zone située au dessous du ferraillement devient tendue (contrainte égale à zéro et le ferraillement devient comprimée) correspond à la flexion composée (section doublement armée et partiellement comprimée) Le pivot B avec :  $1 < \alpha < y/d$ .

✚ **Dans le domaine3** : Pivot C, cette zone est caractérisé par un raccourcissement maximal du béton comprimé comprise entre 2‰ et 3.5‰, le diagramme des déformations passe par pivot C et peut prendre l'une des positions suivantes :



**Schéma (10)** : correspond à une flexion composée quand la section est entièrement comprimée l'axe neutre sera en dehors de la section  $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

**Schéma (11)** : correspond à une compression simple  $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  pour toute la section.

**Remarque** : la compression simple et composée caractérise le pivot C

$2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$  Au niveau de la fibre la plus comprimée.

$\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$  Au niveau de la fibre la moins comprimée.

**Résumé :**

**Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.

**Pivot B** : flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime.

**Pivot C** : compression simple ou composée.

### I.9.2 Hypothèses de calcul à l'ELS (BAEL91 article A.4.5)

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

## I.10. Les actions :

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.10.1. Les différents types d'actions :

#### ➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

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

#### ➤ Les actions variables (Q)

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

- ✓ Les charges d'exploitations.
- ✓ Les charges appliquées aux cours d'exécutions
- ✓ Les charges climatiques (neige et vent).
- ✓ Les effets thermiques.

#### ➤ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes (E).
- ✓ Les explosions
- ✓ Les feux.

**I.10.2. Valeurs de calcul des actions :**

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

**I.10.3. Combinaison d'actions à l'ELU :** *(CBA93 article A.3.3.2)*

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :  $1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$

$\psi_{0i} = 0.77$  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.

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

**I.10.4. Combinaison d'action à l'ELS** *(CBA93 article A.3.3.3)*

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

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

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**I.10.5. Combinaisons de calcul**

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

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles } \begin{cases} G+Q+E. \\ G+Q+1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \quad \text{pour les structures auto-stable } \mathbf{RPA99} \text{ (article 5.2)}$$



Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme

## I.11. Caractéristiques Mécaniques des Matériaux Utilisées :

### I.11.1. Béton :

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.

Ces principaux constituants sont :

#### **Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg. (*BAEL91 : article B.1.1*).

#### **Les granulats**

Ces sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

-Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

-Les granulats provenant de concassage des roches.

#### **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

### I.11.2 : Dosage du béton

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment, sa composition courante est comme suite :

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

### I.11.3. Caractéristiques du béton

#### ➤ Résistance mécanique à la compression ( $f_{cj}$ )

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le **BAEL91**, le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

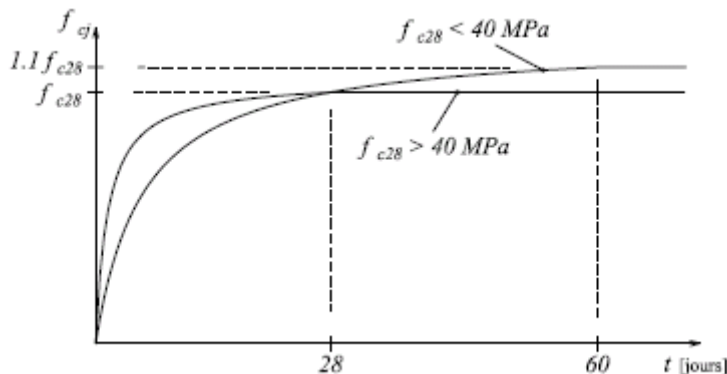
#### • Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .



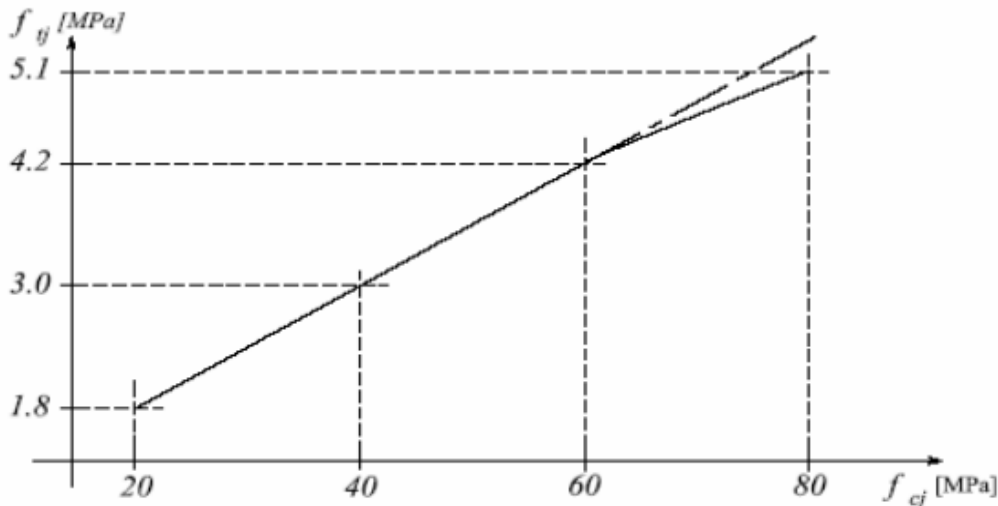
**Fig I.5.** Evolution de la résistance du béton  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25$ MPa.

#### ➤ Résistance à la traction ( $f_{ij}$ )

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée ( $f_{ij}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$



**Fig I.5.** Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  En fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

Pour notre cas  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

➤ **Valeurs de calcul à la compression**

✓ **Contrainte limite à l'ELU**

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 : article :A.4.3.4.1})$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

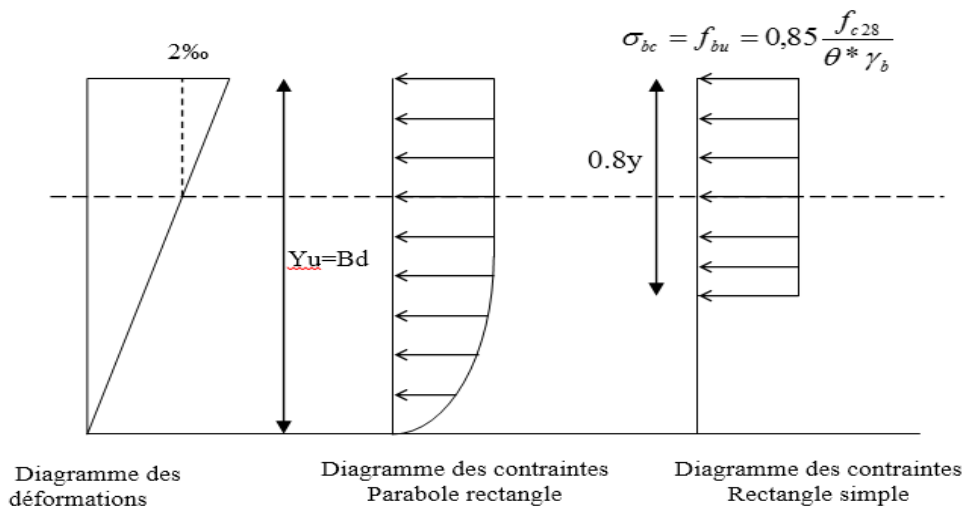
$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas  $t \leq 24$  heures d'où :

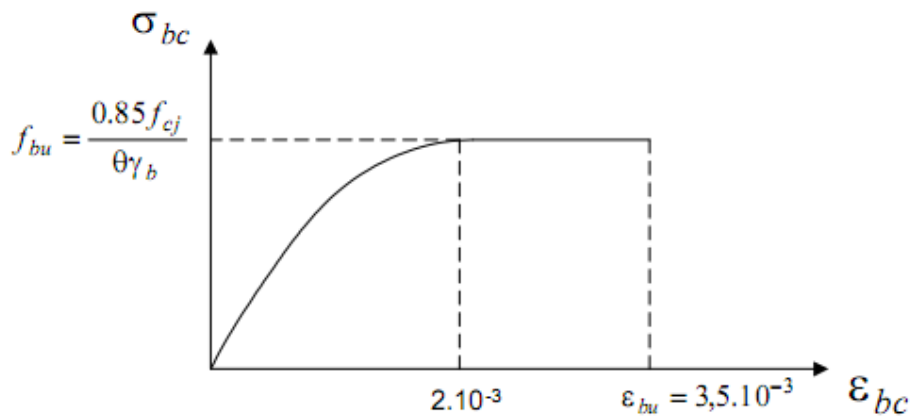
$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$



**Fig I.6:** Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression - flexion).

**✚ Diagramme des contraintes- déformations**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.



**Fig I.7.** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- ✓ 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

**✚ Contrainte limite à l'ELS**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc  $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

## ➤ Module de déformation longitudinale du béton

### ✓ A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (CBA93 article A.2.1.2.1)

### ✓ À long terme :(module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (CBA93 article A.2.1.2.2)

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25MPa$  donc on a :

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20MPa \\ E_{v28} = 10818.86MPa \end{cases}$$

## ➤ Coefficient de Poisson (CBA93 article A.2.1.3)

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur  $l$ , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal,  $\Delta l$  mais également un gonflement transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

## ➤ Module de déformation transversale du béton (CBA93 article A.2.1.3)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)** (BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible  $\bar{\tau}$  diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) & \text{Pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) & \text{pour fissuration nuisible} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \bar{\tau} = 3.33\text{Mpa} & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau} = 2.50\text{Mpa} & \text{fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

#### I.11.4. Aciers :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

## I.11.5. 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

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Selon (l'Art 7.2.2 du **RPA99/Version 2003**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500\text{MPa}$ , 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** : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL 50 ( $\Phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 500\text{Mpa}$ .

-TL 52 ( $\Phi [ 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$

## ➤ Contraintes de calcul aux états limites

## ❖ Etat Limite Ultime

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

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

$\epsilon_s$  : Allongement relatif.

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

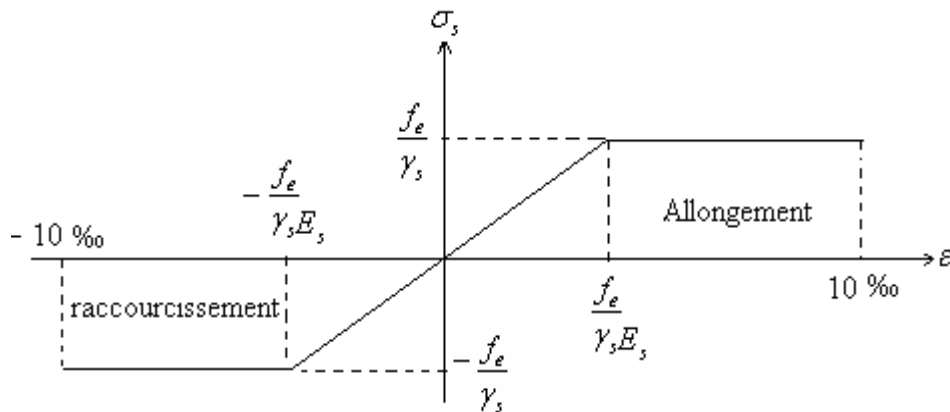
$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

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

✓ **Diagramme des contraintes – déformations (acier)** (CBA93 article A.2.2.2)

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit :



**Fig I.8.** Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ .

❖ **Etat Limite de Service**

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

**1/Fissuration peu nuisible**

Pas de vérification à faire en dehors de celle imposée par l'ELU.

**2/Fissuration préjudiciable**

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

$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :  $\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier HA} \end{cases}$

**3/Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)**

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.



$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$$

### ➤ Protection des Armatures

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

Le **BAEL91** donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

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

**Tableau I.2.** L'enrobage des armatures.

Avec :

e : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

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

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

### **I.12. Conclusion :**

Après avoir présenté l'ouvrage, citer les caractéristiques des matériaux ainsi que le dosage du béton, on peut entamer le chapitre de pré-dimensionnement des éléments suivent les hypothèses et règles de calculs indiqués dans le présent chapitre.

**II.1 : Introduction :**

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer de façon préliminaire des sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA99 version 2003**, le **BAEL91** et le **CBA93**.

**II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires :**

**II.2.1.les planchers :**

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
  - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
  - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

➤ **Plancher à corps creux :**

Il est constitué de :

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

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA93** :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

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

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure.

$$L_{\max} = (650 - 100) = 550\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{550}{22.5} = 24,44\text{cm} .$$

Donc on adopte un plancher de hauteur  $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4 = 24\text{ cm}$

Avec :

$h_{cc} = 20\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$  : Hauteur de la dalle de compression.

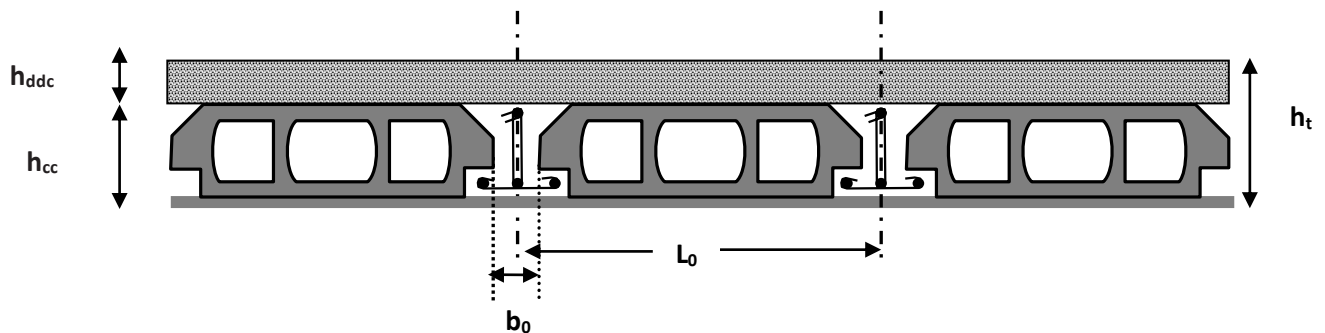


Fig. II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

### II.2.2.Les poutrelles :

➤ **Définition** : Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

#### Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.2).

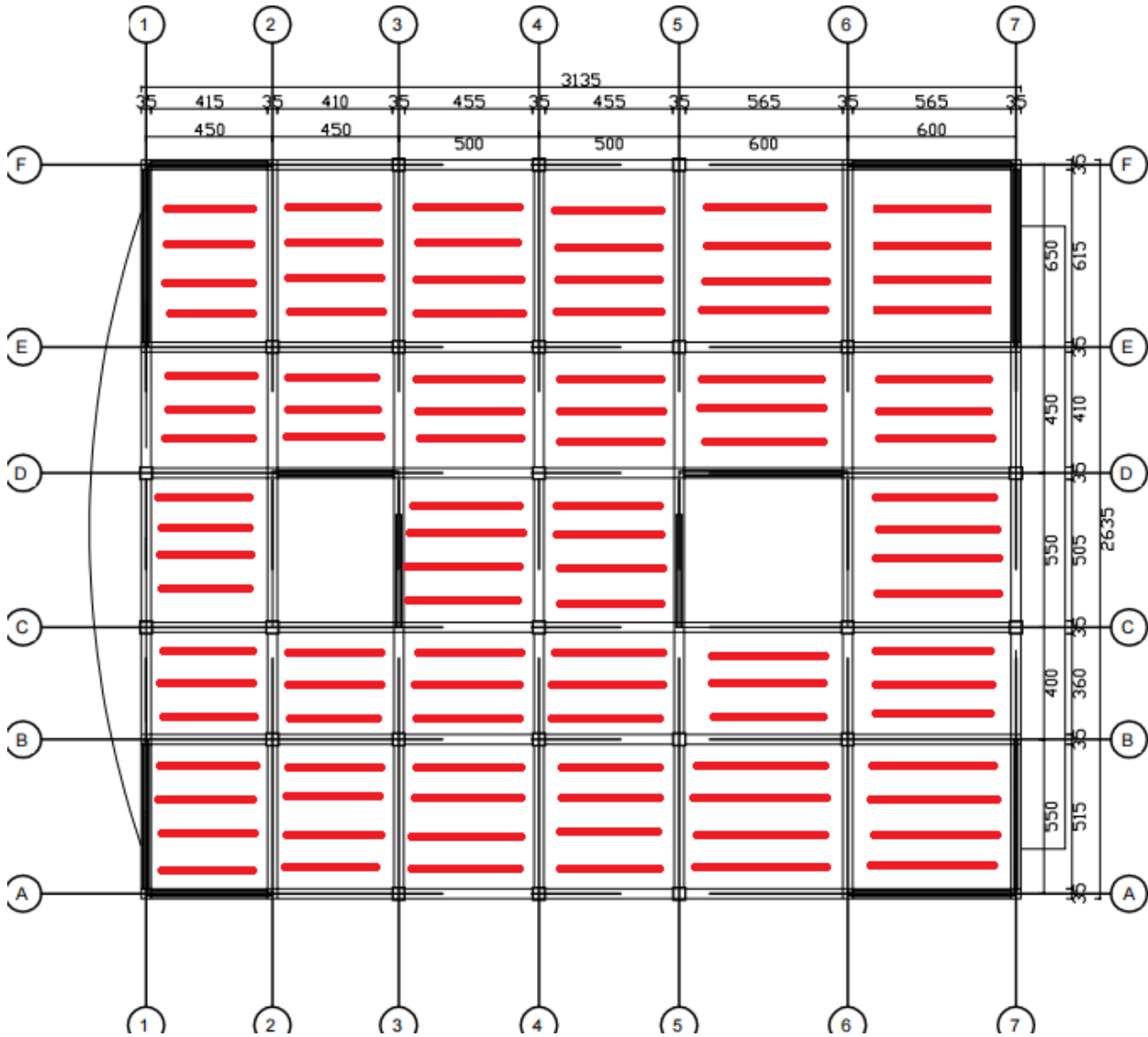


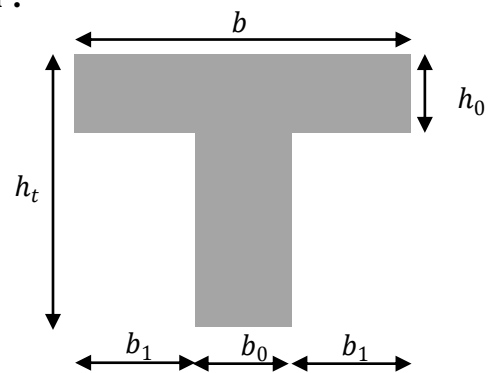
Fig.II.2.Schéma de la disposition des poutrelles.

**pré dimensionnement des poutrelles :**

**Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$$

Soit:  $b_0 = 10 \text{ cm}$



$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (ART A.4.1.3)}$$

$b$  : Largeur de la table de compression.

$L_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

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

$L_y$  : distance minimale entre nus d'appui de deux poutres principales.

$$L_y = 650 - 50 = 600 \text{ cm}$$

Donc :  $L_x = 55 \text{ cm, } L_y = 600 \text{ cm.}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(55/2, 600/10) \rightarrow b_1 \leq \min(27,5; )$$

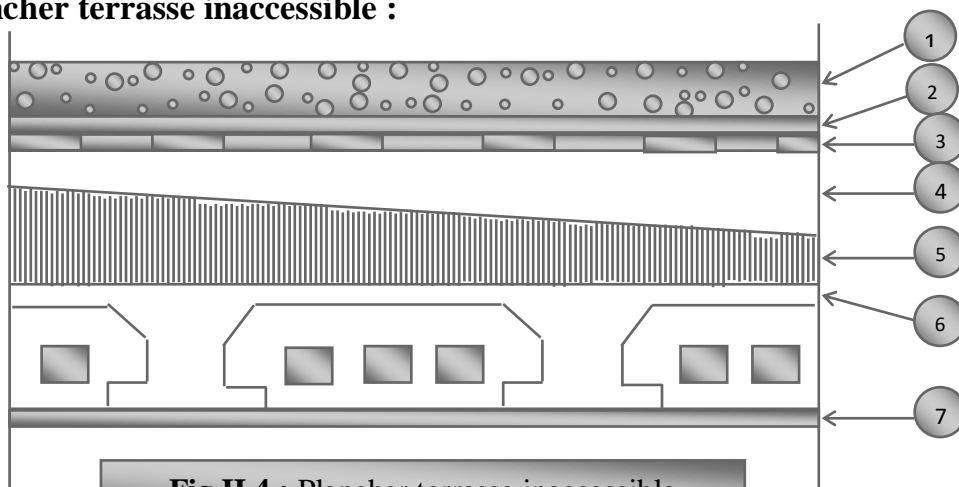
$$\text{Soit : } b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

Soit :  **$b = 65 \text{ cm}$**

**Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**



**Fig II.4 : Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges sur plancher terrasse

Plancher	N°	Désignation	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs e (m)	Poids Surfaccique G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> ) DTRB.C.2.2.
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.80	1
	2	Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Isolation thermique	4	0.025	0.10	
	4	Couche par vapeur	0,007	/	0,03	
	5	Forme de pente	22	0.10	2.20	
	6	Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	4.00	
	7	Enduit en plâtre	10	0.015	0.15	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>7.4</b>	<b>1</b>

Plancher étage courant

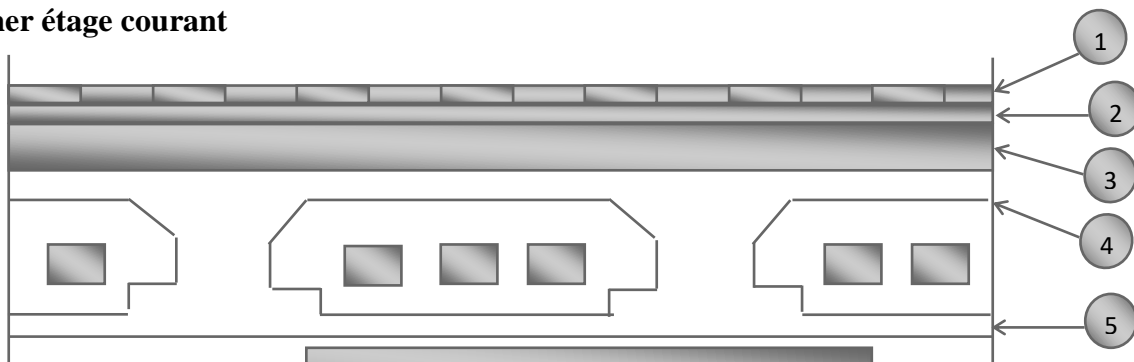


Fig II.5 : Plancher étage courant et RDC

Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharge plancher étage courant et RDC

Plancher	N°	Désignation	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs e (m)	Poids Surfaccique G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> ) DTRB.C.2.2.
étage Courant  RDC	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	étage Courant 1.5  RDC 2.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	4.00	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	6	Cloisons de séparations	0.10	10	1	
<b>Total</b>	/	/	/		<b>6.4</b>	

**II.2.3.Plancher en dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé

**Définition des balcons :**

C'est une dalle en béton armé reposant sur un, deux ou trois appuis, C'est un élément considéré secondaire dans le contreventement de la structure, il joue un rôle de confort pour l'utilisateur et d'esthétique dans l'aspect architectural.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou quatre appuis avec } \rho \geq 0.4$$

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

**Résistance au feu :** (CBA93)

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$  Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$  Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17.5\text{cm} \rightarrow$  pour quatre heures de coupe feu

Avec :  $e$ = épaisseur de la dalle.

➤ **Isolation phonique :**  $e \geq 16\text{ cm}$

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

❖ **Dalle sur 3 appuis : (balcon)**

$$L_x=1.72\text{m}; \quad L_y=600\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow 172/50 \leq e \leq 650/40$$

$$\Rightarrow 3.44\text{cm} \leq e \leq 16.5\text{cm}$$

$$e = 12\text{cm}$$

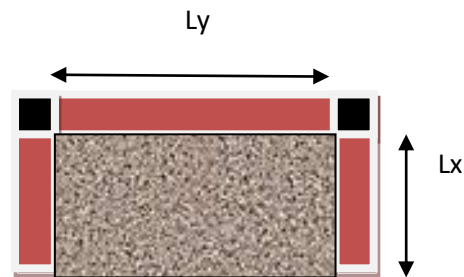


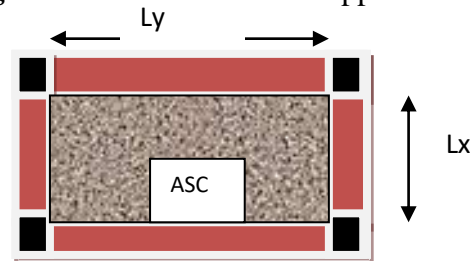
Fig.II. 6:Les dalles sur trois appuis

❖ **Dalle sur 4 appuis :**  
(Cage d'escalier)

$$L_x=1.35\text{m}; \quad L_y=2$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{1.35}{50} \leq e \leq \frac{240}{40}$$

$$\Rightarrow 2.7\text{cm} \leq e \leq 6\text{cm}$$



FigII. 7:Schéma d'une dalle de l'ascenseur

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



❖ Evaluation des charges et surcharges de plancher en dalle pleine:

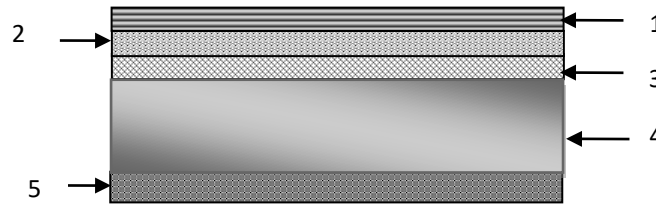


Fig.II.8.Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharge dans le plancher à dalle pleine.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> ) <i>DTR B.C.2.2.</i>
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	3.5
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	
3	Lit de sable	0.02	18	0.36	
4	Dalle pleine	0.16	25	4,00	
5	Enduit en ciment	0.015	20	0.30	
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1	
				<b>Σ = 6.14</b>	<b>3.5</b>

II.2.4.Murs :

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

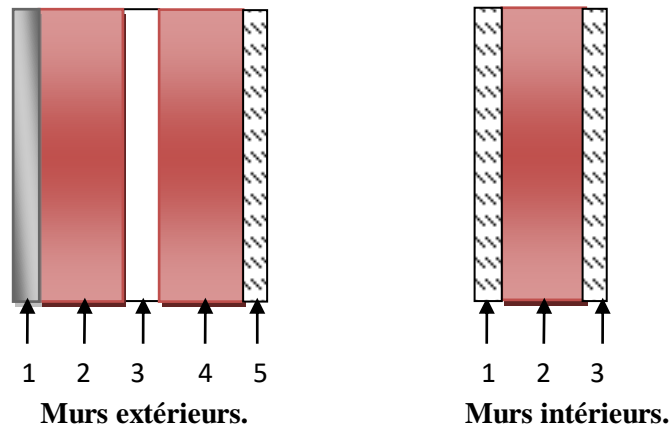


Fig.II.9. Coupe longitudinale d'un mur extérieure et intérieure.

Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharge des murs.

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.40
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.10	0.90
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.85</b>
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	20	0.015	0.60
	2	Brique creuse	9	0.10	0.90
	3	Enduit en plâtre	20	0.015	0.60
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.50</b>

II.2.5. Pré dimensionnement des escaliers :

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

➤ **Terminologie** :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) :  $L_0$  (Longueur projetée de la volée)

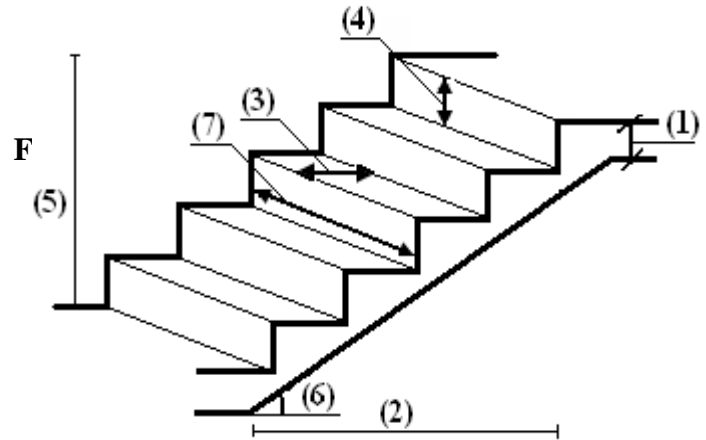
(3) :  $g$  (Giron)

(4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche)

(5) :  $H$  (Hauteur de la volée)

(6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)



✓ Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm.

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

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

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

$n$  : Nombre de contre marche

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

$n-1$  : Nombre de marches.

✓ L'épaisseur de la paillasse  $e$  est donnée par :  $\frac{L'}{40} \leq e \leq \frac{L'}{30}$

$L'$  : distance totale entre nus d'appuis

$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

$L_v$  : longueur de la volée

On distingue dans notre projet seul type d'escalier :

➤ **Type1** : escalier à deux volées avec trois paliers de repos.

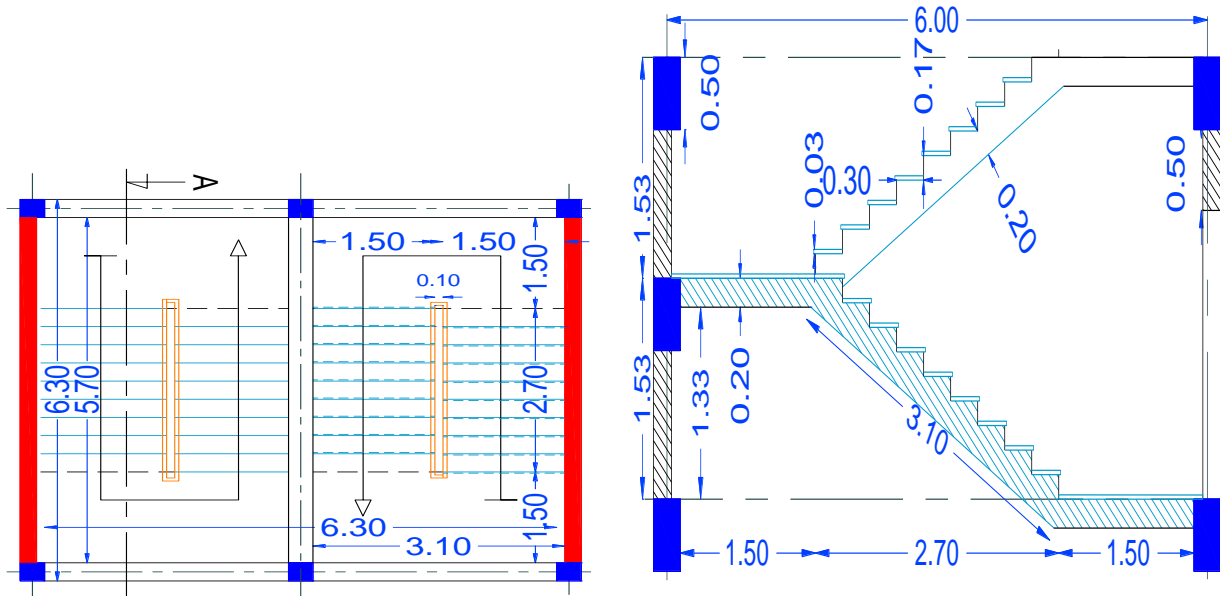


Fig II.11 : coupe transversale et longitudinale d'escalier

- Pour l'étage courant on a :

- La volée 1 et 2 :

$H = 153\text{cm}$  et  $L_0 = 270\text{cm}$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 3.10\text{m}$$

$$L' = L_v + L_p = 1.50 + 3.10 + 1.5 = 6.10\text{m}$$

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

$$g + 2h = \frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64\text{cm}$$

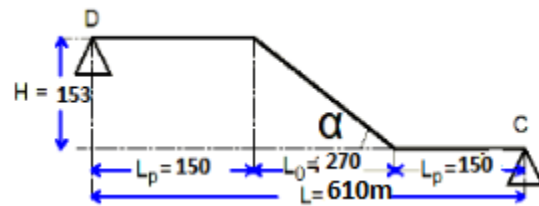


Fig II.12: Schéma statique de la volée V1- V2

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \quad \Rightarrow n = 9$$

$$64n^2 - 640n + 306 = 0$$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \text{Et} \quad g = \frac{270}{9-1} = 33,75\text{cm}$$

Donc on prend g = 30 cm pour assurer un bon confort

$$\frac{610}{40} \leq e \leq \frac{610}{30} \Rightarrow 15.25 \leq e \leq 20,33$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{270} = 0.566 \quad \Rightarrow \alpha = 29.50^\circ$$

Donc on prend e = 20 cm

Même calcul concernant les deux petites volées V1 et V2, donc on prend directement :

Cages d'escaliers	volées	L <sub>p</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	H (m)	α (°)	N	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Etage courant	V1	1.50	2.70	3.10	1.53	29.50	9	17	30	20
	V2	1.50	2.70	3.10	15.3	29.50	9	17	30	20

**Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :**

**Le Paliers 1 et 2 et 3 :**

*Tableau II.5. Evaluation des charges surcharges de paliers*

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	0.02	20	0.40	2.5
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	
3	Lit de sable	0.02	18	0.36	

4	Dalle en BA	0.16	25	4.00	
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20	
				$\Sigma = 5.36$	2.5

**La volée 1 et 2:**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $P_p = \gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $P_m = \gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal:  $\gamma.e$ . Vertical:  $\gamma.e.(h/g)$ .

**Tableau II.6.**Evaluation des charges et surcharges de la volée 1 et 2

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> ) <i>DTR BC 2.2</i>
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40	<b>2.5</b>
2	Revêtement verticale	0.02	20	0.24	
3	Matière de pose	0.02	20	0.40	
4	Lit de sable	0.02	18	0.36	
5	Marches	0.17 (1/2)	22	1.87	
6	Paillasse	$0.16/\cos \alpha$	25	4.59	
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20	
				$\Sigma = 8.06$	$\Sigma = 2.5$

**II.2.6.Ascenseur :**

**Définition :** C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes : *AnexeII*

- $L$  : Longueur de l'ascenseur.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur.
- $W$  : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 102KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 82KN.
- La charge nominale est de 630 kg = 6.3KN
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

Donc  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3KN$

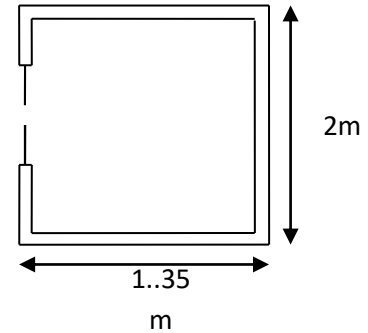


Fig II.17 : L'ascenseur

II. 2.7. Acrotère

**Définition :** L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales et de protection du personnel d'entretien.

• **Évaluation des charges**

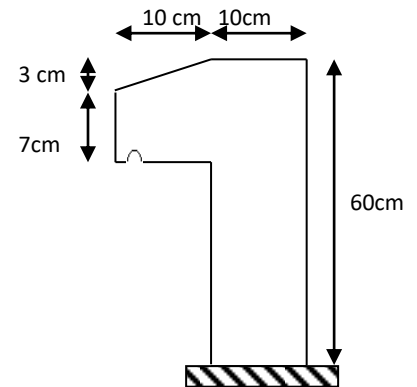
• **Poids propre G**

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

$S$  : Surface de l'acrotère

• **Enduit ciment** extérieur et intérieur : ( $e=1.5cm$ )

$$G_2 = \rho \times e \times h$$



FigII. 18 : Schémas de l'acrotère

❖ Charge vertical :

Tableau II.8 : Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G <sub>totale</sub> (KN/ml)	Q(KN/ml) DTR.B.C.2.2
60	10	(60 *10)+(7*10) +0.5 (10*3) =0,067 m <sup>2</sup>	25*0,067*1ml= 1,675	0,015 * 20 *0,6 = 0,18	1,675+0.18*2 =2.035	1

❖ Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le..... **RPA99 version2003 (Tableau 4 .1)**

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8..... **RPA99 (Tableau 6.1)**

W<sub>p</sub> : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone I(Batna).

$$\begin{cases} A = 0,10. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 3.34KN / ml. \end{cases}$$



Donc :  $F_p = 4 * 0.1 * 0.8 * 3.34 \Rightarrow F_p = 1.07 KN$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de  $(h * b) = (100 * 10) \text{ cm}^2$ , car le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

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

**II.3.1. Les poutres :**

**II.3.1.1. Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles. qui reprend les charges prévenant les poutrelles.

Selon le **BAEL91** le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose les poteaux  $(55 * 70) \text{ cm}^2$

- $h$ : hauteur de la poutre.
- $L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 650 - 50 = 600 \text{ cm}$ )

D'où:  $L_{max} = 600 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$

On prend une section rectangulaire  $(b * h) = (35 * 55) \text{ cm}^2$

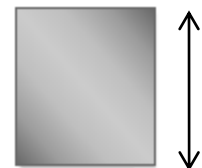
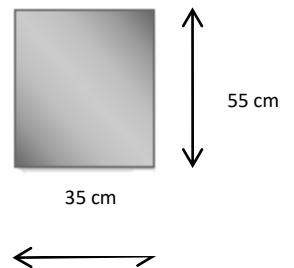
On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis

des exigences du **RPA99** (Art .7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- $h/b = 55/35 = 1.57 < 4$ ..... condition vérifiée.

**II.3.1.2 : les poutres secondaires :** elles sont parallèles aux poutrelles.

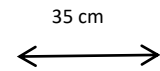
$L_{max}$ : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 600 - 50 = 550 \text{ cm}$ )



$$L_{\max}=550\text{cm} \Rightarrow 36.66\text{cm} \leq h \leq 55\text{cm}.$$

On prend une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (35×50) cm<sup>2</sup>

Les dimensions vérifient les exigences du **RPA99** (Art .7.5.1).



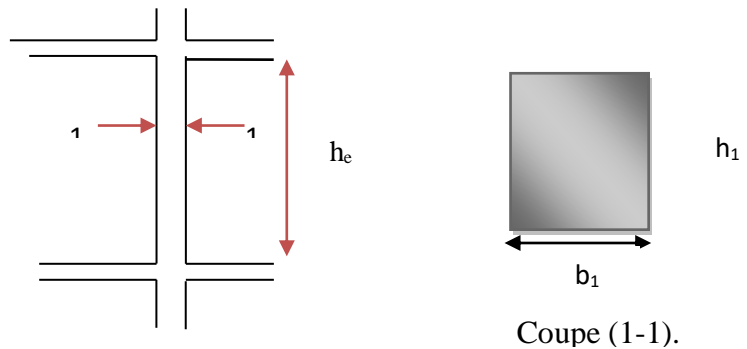
**Fig II.19 :** Dimensions des poutres principales et secondaires.

**II.3.2. Poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée à L’ELU selon les règles du **BAEL91** (art B.8.4.1). Il ressort que la vérification vis a sis le flambement sera le plus déterminante, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA99 /version 2003**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99** (Art 7.4.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$



**Fig II.20:** Hauteur libre d’étage.

Tel que :

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

$h_e = 3.06m$  Pour les étages courants

$h_e = 3.06m$  Pour le RDC.

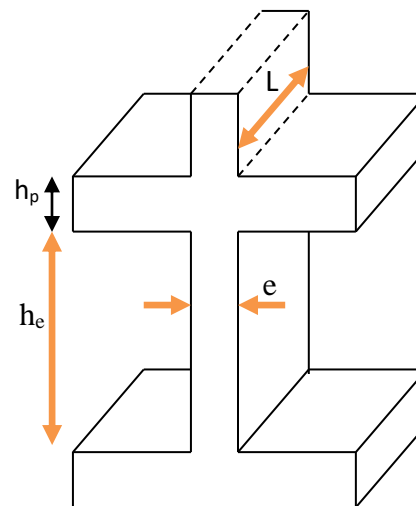
**II.3.3. Les voile :**

**Définition :** Et un élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé.

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

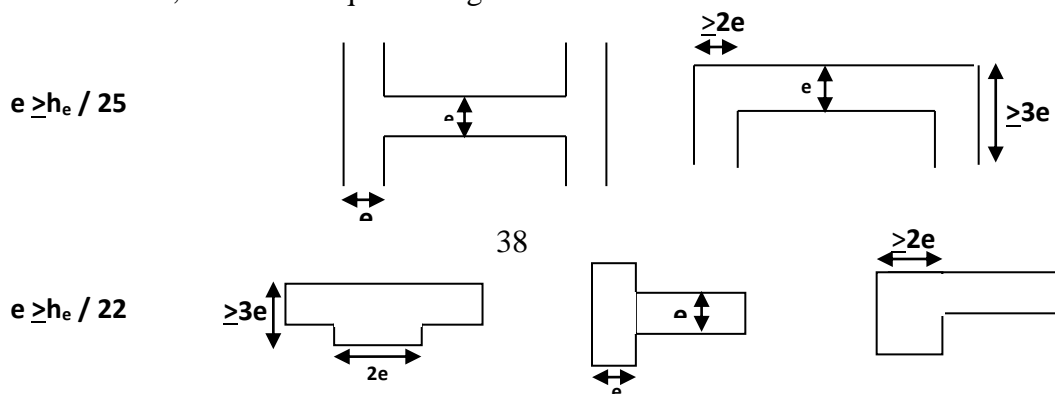


**Fig. II.21.**Coupe en élévation d'un voile

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. L'épaisseur minimale est de 15cm..... **RPA99** (article 7.7.1).
2.  $L_{min} \geq 4 e$ ..... **RPA99** (article 7.7.1).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, comme indiqué à la figure ci-dessous :



On a les hauteurs libres d'étages :

-  $h_e = 3.06\text{m}$  pour RDC                      -  $h_e = 3,06\text{ m}$  pour les étages courants.

-  $h_e = 3.06 - 0.55 = 2.51$  pour RDC et les étages courants

Dans notre projet on prend le troisième cas :  $e \geq h_e / 20$

$$e \geq h_e / 20$$

$e \geq 251 / 20 \rightarrow e \geq 12.55\text{cm} \dots\dots\dots$  RDC.

$e \geq 251 / 20 \rightarrow e \geq 12.55\text{cm} \dots\dots\dots$  étages courants.

Donc n opte les épaisseurs suivantes :

R.D.C .....  $e = 20\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots$  Vérifié.

les étages courants .....  $e = 16\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots$  Vérifié.

➤ Vérification de la longueur :

Soit  $a = 20\text{cm}$      $L \geq 4 \times e = 0.80\text{m}$ .

$a = 16\text{cm}$      $L \geq 4 \times e = 0.64\text{m}$ .

**II.1.1 Descente de charges :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau **D-6** , ainsi que pour un poteau de rive soit le poteau **F-7**.

**II.4. 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 et qui à souvent la plus grande surface afférente.

**II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation : DTR B.C 2.2 (article 6.3)**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous : Pour la toiture ou terrasse :  $Q_0$

- Pour le dernier étage :  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9 \times Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8 \times Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5 \times Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

**II.4.2. Calcule des surfaces autour des poteaux :**

➤ **Poteau D-6 :** (poteau centrale)

- Pour les planchers de ( RDC, 1<sup>ere</sup> jusqu'à Plancher terrasse):

Surface afferent:  $S_G = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$$S_G = (205 + 252.5) \times (282.5 \times 2) = 25.85 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ dalle pleine}} = 3.28 \text{ m}^2$$

Pour la terrasse :  $S_{Qt} = (2,825 + 0,35 + 2,825) \times (2,05 + 0,35 + 2.525)$

$$\square S_{Qt} = 29,55 \text{ m}^2.$$

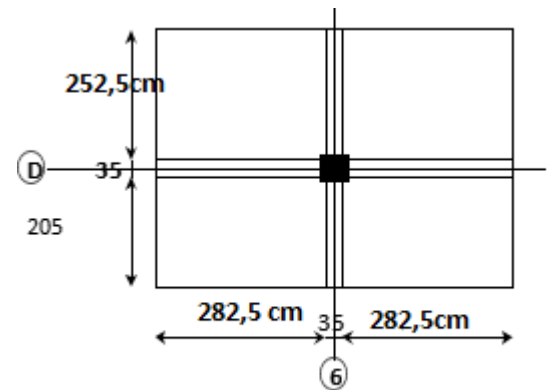
Pour étage courante :  $S_Q = 22,20 - (0,55 \times 0,70) \square$

$$S_Q = 29,165 \text{ m}^2.$$

**Poids des poutres :**  $P_{Poutre} = \gamma_b (a \times b) L_p$

• Poutres principales :  $P_{pp} = 25 \times 0,55 \times 0,35 \times 4,95 = 23.82 \text{ KN}$

• Poutres secondaires :  $P_{ps} = 25 \times 0,50 \times 0,35 \times 5.65 = 24.71 \text{ KN}$



Poids total des poutres :  $P_p = P_{pp} + P_{ps} = 48.53$

$$P_{Poteau} = \gamma_b (a \times b) h_p$$

**Poids des poteaux :**

- Pour les poteaux de RDC et étages courant:

$$P_1 = 25 \times 0.55 \times 0.70 \times 3.06 = 29.45 \text{ KN}$$

<b>Niveau</b>	<b>Eléments</b>	<b>G (KN)</b>	<b>Q (KN)</b>
Niveau 9	Plancher terrasse : 7 , 4 × 25,85	191,29	29,55
	Poutre Principale: 25×0,55×0,35×4,95	23,82	
	Poutre Secondaire: 25×0.50×0,35×5.65	24,71	
	Poteau: (0,55×0,70)×3,06×25	29,45	
	Surcharge: 1×29.55		
	<b>TOTAL</b>	<b>269,27</b>	<b>29,55</b>

Chapiter 2	Pré dimensionnement des éléments		
	Venant de 9	269,27	29,55
	Plancher étage courant: $6,4 \times 25,85$	165,44	
Niveau 8	Poutre Principale: $25 \times 0,55 \times 0,35 \times 4,95$	23,82	
	Poutre Secondaire: $25 \times 0,50 \times 0,35 \times 5,65$	24,71	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $1,50 \times 29,55$		44,325
	<b>TOTAL</b>	<b>512,69</b>	<b>73,875</b>
Niveau 7	Venant de 8	<b>512,69</b>	<b>73,875</b>
	Plancher étage courant: $6,4 \times 25,85$	165,44	
	Poutre Principale: $25 \times 0,55 \times 0,35 \times 4,95$	23,82	
	Poutre Secondaire: $25 \times 0,50 \times 0,35 \times 5,65$	24,71	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,9 \times 1,50 \times 29,55$		39,89
	<b>TOTAL</b>	<b>756,11</b>	<b>113,76</b>
Niveau 6	Venant de 7	<b>756,11</b>	<b>113,76</b>
	Plancher étage courant: $6,4 \times 25,85$	165,44	
	Poutre Principale: $25 \times 0,55 \times 0,35 \times 4,95$	23,82	
	Poutre Secondaire: $25 \times 0,50 \times 0,35 \times 5,65$	24,71	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,8 \times 1,50 \times 29,55$		35,46
	<b>TOTAL</b>	<b>999,53</b>	<b>149,22</b>
	Venant de 6	<b>999,53</b>	<b>149,22</b>
	Plancher étage courant: $6,4 \times 25,85$	165,44	
	Poutre Principale: $25 \times 0,55 \times 0,35 \times 4,95$	23,82	
	Poutre Secondaire: $25 \times 0,50 \times 0,35 \times 5,65$	24,71	



Niveau 5	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	<i>29,45</i>	
	Surcharge: $0,7 \times 1,50 \times 29,55$		<i>31,03</i>
	<b>TOTAL</b>	<i>1242,95</i>	<i>180,25</i>

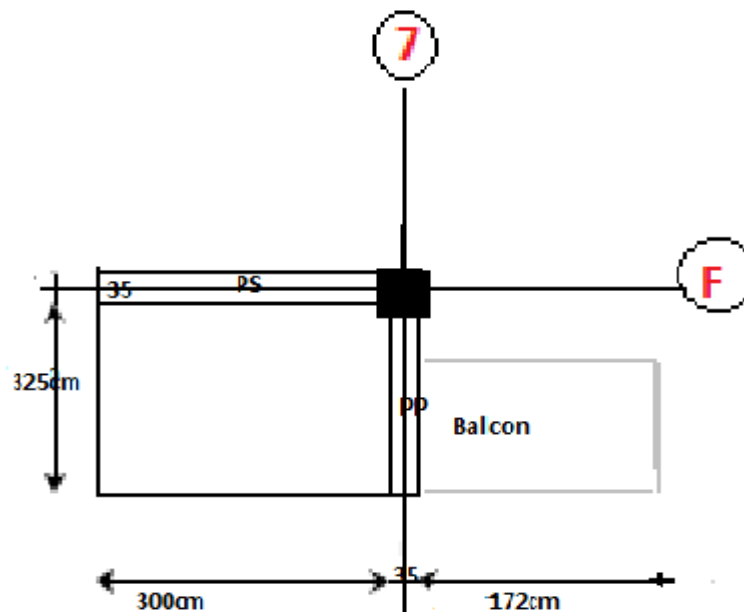
Niveau 4	Venant de 5	1242,95	180,25
	Plancher étage courant: 6,4×25,85	165,44	
	Poutre Principale: 25×0,55×0,35×4,95	23,82	
	Poutre Secondaire: 25×0.50×0,35×5.65	24,71	
	Poteau: (0,55×0,70)×3,06×25	29,45	
	Surcharge: 0,6×1,50×29,55		26,59
	<b>TOTAL</b>	<b>1486,37</b>	
Niveau 3	Venant de 4	1486,37	206,84
	Plancher étage courant: 6,4×25,85	165,44	
	Poutre Principale: 25×0,55×0,35×4,95	23,82	
	Poutre Secondaire: 25×0.50×0,35×5.65	24,71	
	Poteau: (0,55×0,70)×3,06×25	29,45	
	Surcharge: 0,5×1,50×29,55		22,16
	<b>TOTAL</b>	<b>1 729,59</b>	<b>229</b>
Niveau 2	Venant de 3	1729,59	229
	Plancher étage courant:6,4×25,85	165,44	
	Poutre Principale: 25×0,55×0,35×4,95	23,82	
	Poutre Secondaire: 25×0.50×0,35×5.65	24,71	
	Poteau: (0,55×0,70)×3,06×25	29,45	
	Surcharge: 0,5×1,50×29,55		22,16
	<b>TOTAL</b>	<b>1 973,21</b>	<b>251,16</b>

Niveau 1	Venant de 2	<i>1 973,21</i>	<b>251,16</b>
	Plancher étage courant: $6,4 \times 25,85$	<i>165,44</i>	
	Poutre Principale: $25 \times 0,55 \times 0,35 \times 4,95$	<i>23,82</i>	
	Poutre Secondaire: $25 \times 0,50 \times 0,35 \times 5,65$	<i>24,71</i>	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	<i>29,45</i>	
	Surcharge: $0,5 \times 1,50 \times 29,55$		<i>22,16</i>
	<b>TOTAL</b>	<b>2460,05</b>	<b>273.32</b>

Niveau RDC	Venant de 1	2460,05	273.32
	Plancher étage courant: 6,4×25,85	165,44	
	Poutre Principale: 25×0,55×0,35×4,95	23,82	
	Poutre Secondaire: 25×0.50×0,35×5.65	24,71	
	Poteau: (0,55×0,70)×3,06×25	29,45	
	Dall plan: 3,14×6	18,84	
	Surcharge: 0,5×2,50×29,55		295,48
	<b>TOTAL</b>	<b>2722,31</b>	<b>295,48</b>

Tableau II.9: Descente de charge pour poteau (D-6) 1

- $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \rightarrow N_u = 1,35 \times 2722,31 + 1,5 \times 295,48 \rightarrow N_u = 4118,33 \text{KN}$   
 $N_{ser} = G + Q \rightarrow N_{ser} = 2722,31 + 295,48 \rightarrow N_{ser} = 3017,79 \text{KN}$
- **Pour poteau de rive F-7:**



**Poids des poutres :**  $P_{Poutre} = \gamma_b(a \times b)L_p$

• Poutres principales :  $P_{pp} = 25 \times 0,55 \times 0,35 \times 3,25 = 15.64 \text{ KN}$

• Poutres secondaires :  $P_{ps} = 25 \times 0.50 \times 0,35 \times 2,65 = 11.59 \text{ KN}$

Poids total des poutres :  $P_p = P_{pp} + P_{ps} = 27.23 \text{ KN}$

**Poids des poteaux :**  $P_{Poteau} = \gamma_b(a \times b)h_p$

- Pour les poteaux de RDC et étages courant:

$$P_1 = 25 \times 0.55 \times 0.70 \times 3.06 = 29.45 \text{ KN}$$

- **La surface afférente pour la charge permanente :**

$$SG \text{ Balcon} = 3,25 \times 1,72 \square SG \text{ Balcon} = 5,59 \text{ m}^2$$

$$SG \text{ PCC} = 3,25 \times 3 \square SG \text{ PCC} = 9,75 \text{ m}^2.$$

- **La surface afférente pour la charge d'exploitation :**

$$\text{Pour la terrasse : } SQT \text{ Balcon} = (3,25 + 0,35) \times 1,72 \square SQT \text{ Balcon} = 6,19 \text{ m}^2$$

$$SQT \text{ PCC} = (0,35 + 3,25) + (0,35 + 3) \square SQT \text{ PCC} = 6,95 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour étage courante : } SQ \text{ Balcon} = 5,59 \text{ m}^2$$

$$SQ \text{ PCC} = 6,95 - (0,55 \times 0,70) \square SQ \text{ PCC} = 6,56$$

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Niveau 9	Plancher (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6 \times 9,75)$	92,04	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge (Balcon+PCC): $(1 \times 6,19) + (1 \times 6,95)$		13,14
	<b>TOTAL</b>	<b>148,72</b>	<b>13,14</b>
Niveau 8	Venant de 9	<b>148,72</b>	13,14
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge (Balcon+PCC): $(3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56)$		29,40
	<b>TOTAL</b>	<b>301,34</b>	<b>42,54</b>
Niveau 7	Venant de 8	<b>301,34</b>	42,54
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	95,94	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	15,64	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,9 \times ((3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56))$		26,46
	<b>TOTAL</b>	<b>453,96</b>	<b>69</b>

Niveau 6	Venant de 7	<b>453,96</b>	69
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,8 \times ((3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56))$		23,52
	<b>TOTAL</b>		<b>606,58</b>
Niveau 5	Venant de 6	<b>606,58</b>	92,52
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,7 \times ((3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56))$		20,58
	<b>TOTAL</b>		<b>759,2</b>

Niveau 4	Venant de 5	759,2	113,1
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,6 \times ((3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56))$		17,64
	<b>TOTAL</b>		<b>911,82</b>

Niveau 3	Venant de 4	<b>911,82</b>	130,74
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,5 \times ((3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56)) = 14,7$		14,7
	<b>TOTAL</b>	<b>1064,4</b>	<b>145,44</b>
Niveau 2	Venant de 3	<b>1064,4</b>	145,44
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,5 \times ((3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56))$		14,7
	<b>TOTAL</b>	<b>1217,06</b>	<b>160,14</b>
Niveau 1	Venant de 2	<b>1217,06</b>	160,14
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	
	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,5 \times ((3,50 \times 5,59) + (1,50 \times 6,56))$		14,7
	<b>TOTAL</b>	<b>1369,68</b>	<b>174,84</b>
	Venant de 1	<b>1369,68</b>	174,84
	Plancher E.C (Balcon+PCC): $(6 \times 5,59) + (6,4 \times 9,75)$	95,94	



Niveau RDC	Poutre Principale: $(0,35 \times 0,55) \times 3,25 \times 25$	15,64	
	Poutre Secondaire: $(0,35 \times 0,50) \times 2,65 \times 25$	11,59	
	Poteau: $(0,55 \times 0,70) \times 3,06 \times 25$	29,45	
	Surcharge: $0,5 \times ((3,50 \times 5,59) + (2,50 \times 6,56))$		17,82
	<b>TOTAL</b>	<b>1522,3</b>	<b>192,66</b>

Tableau II.10 : Descente de charge pour poteau (F-7)

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \quad N_u = 1,35 \times 2061,4 + 1,5 \times 192,66 \quad N_u = 3071,88 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q \quad N_{ser} = 2061,4 + 192,66 \quad N_{ser} = 2254,06 \text{ KN}$$

Vérification de la section du poteau intermédiaire (D-6) :

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 15 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{4118,33 \times 10^{-3}}{15} = 0,274 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0,274 \text{ m}^2$$

**Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \text{ CV}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2) \text{ CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3) \text{ CV}$$

**Les trois conditions sont vérifiées**

$N_u$  : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 4118,33 \text{ KN}$$

**Vérification au flambement**

D'après [BAEL91 (Article B.8.4.1)]

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{33.96}{35}\right)^2} = 0.72$$

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

D'après le **BAEL91** on doit vérifier

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,5$ )..... Situation durable.

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

$f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$f_{c28}$  : La résistance à la compression du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

$B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.  $B_r = (a-2) \times (b-2)$

$$B_r = (55-2) \times (70-2) = 3604 \text{ cm}^2 = 360400 \text{ mm}^2.$$

$A$  : Section d'acier comprimée.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA})$$

➤ **D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)** : la section d'acier minimal sera de :

$$A_{\min} = 0,7\% B \dots\dots\dots (\text{zone I})$$

$$A_{\min} = 0,7(55 \times 70)/100 = 26,95 \text{ cm}^2 = 2695 \text{ mm}^2.$$

➤ **D'après BAEL91 :**

$$A_{\min} = \max\{4.u(\text{cm}^2) ; 0,2\%B(\text{cm}^2)\}$$

$$A_{\min} = \max\{4 \times (2 \times (0,55 + 0,7)) = 10 \text{ cm}^2 ; 0,002 \times 55 \times 70 = 7,7 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{\min} = 10 \text{ cm}^2 = 100 \text{ mm}^2.$$

Donc:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.7 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{\text{Chapitre II} \quad 4118.33 \times 10^{-3}}{0.72 \times \left[ \frac{25}{0.7 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.209 \text{ m}^2$$

Or nous avons : Selon le « **BAEL 91 modifié 99** »

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

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

$B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $1\text{cm}$  d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$ ] ( $\text{m}^2$ ).

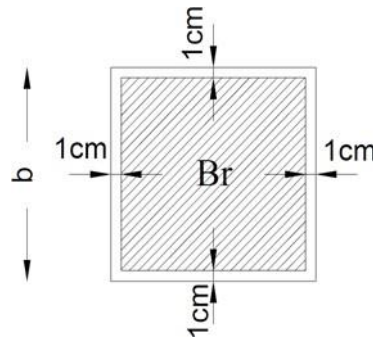


Figure II.27 : Section réduite du poteau.

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

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

$$B_r = (0.50-0.02) \times (0.7-0.02) = 0.3604$$

$0.3604 > 0.209$  donc le poteau ne risque pas de flamber.....CV

**Dimensionnement des poteaux :**

**II.10.1 Vérification selon RPA99**

:

☞ Tel que N est la somme des charges verticales appliquées :  $B \geq \frac{N}{0.3 \times f_{c28}}$

$$\triangleright 25 \times 10^4 \geq \frac{4118.33}{0.3 \times 25}$$

$\Rightarrow 25 \times 10^4 > 549.46 \text{mm}^2$  ..... (C.V)

.condition suivante :  $B \geq \frac{N_u}{0.6 \times 25}$

$$250000 \geq 274.55 \Rightarrow 250000 > 274.55 \text{ ..... CV}$$

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : [RPA2003 (Art. 7.1.3.3)]**

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N}{B_c \times f_c} \leq 0,30$$



Où: **N**: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**Bc**: est l'aire (section brute) de cette dernière.

**fcj**: est la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{4,118\ 33}{(550 \times 700) \times 25} = 4,278 \times 10^{-7} \leq 0,30$$

## Dimensionnement des poteaux :

### II.10.1 Vérification selon RPA99 :

□ Tel que N est la somme des charges verticales appliquées :

$$\frac{Nd}{Bc \times fcj} \leq 0,30$$

$$25 \times 10^4 \geq \frac{4118.33}{0.3 \times 25} \Rightarrow 25 \times 10^4 > 549.46 \text{ mm}^2 \text{ (C.V)}$$

.condition suivante :  $B \geq NU / (0,6 \times f_{c28}) =$

$$250000 \geq \frac{4118.33}{0.6} \Rightarrow 250000 > 154137.81 \dots\dots\dots \text{ (C.V) .}$$

**0.6×25**

Donc on garde les dimensions de poteau : **(55×70) cm<sup>2</sup>** dans tous les étages.

## II.5. Conclusion :

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

**-Poutres principales : 35×55cm<sup>2</sup>.**

**-Poutres secondaires : 35×50cm<sup>2</sup>.**

**- Poteaux : 55×70cm<sup>2</sup>.**





Les elements secondaires

III.L'acrotèe

:

**Définition :** L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales et de protection du personnel d'entretien. il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- ✓ Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- ✓ Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{KN/ml}$ .

• Évaluation des charges

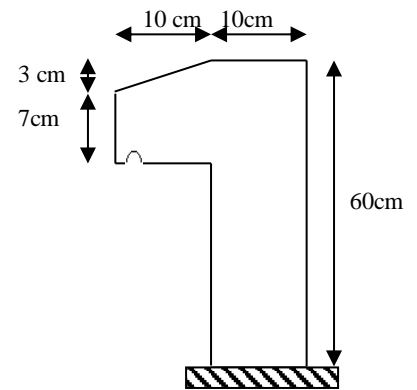
• Poids propre G

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

S : Surface de l'acrotère

• Enduit ciment extérieur et intérieur : (e=1.5cm)

$$G_2 = \rho \times e \times h$$



FigIII. 1 : Schémas de l'acrotère

❖ Charge vertical :

Tableau II.8 : Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G <sub>totale</sub> (KN/ml)	Q(KN/ml) DTR.B.C.2.2
60	10	(60 * 10) + (7 * 10) + 0.5 (10 * 3) = 0,067 m <sup>2</sup>	25 * 0,067 * 1ml = 1,675	0,015 * 20 * 0,6 = 0,18	1,675 + 0,18 * 2 = 2.035	1

❖ Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

**N.Q :** 1- La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h.$$

$$N = G.$$

$$T = Q.$$

---

---

2- Le calcul des armatures se fait pour une bande de 1m.

3- L'acrotère est soumis à la flexion composée.

### I.1 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

La force sismique horizontale **FP** est donnée par la formule suivante :

#### ❖ Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \dots\dots\dots \mathbf{RPA99} \text{ (article 6.2.3).}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le..... **RPA99 version2003**  
(Tableau 4 .1)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8..... **RPA99** (Tableau 6.1)

W<sub>P</sub> : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone I(Batna).

$$\begin{cases} A = 0,10. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.035 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 * 0,1 * 0,8 * 2.035 \Rightarrow F_p = 0.65 \text{ KN}$$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de (h \* b) = (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

$$\Rightarrow Q = \max * F_p, Q += \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

### I.2 Calcul des efforts :

☞ Pour une bande de 1m de largeur.

☞ **E.L.U :**

$$\triangleright N_u = 1 \times G = 2,035 \text{ KN.}$$

$$\triangleright M_u = 1,5Q.h = 0,9 \text{ KN.m.}$$

$$\triangleright T_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN.}$$

☞ **E.L.S :**

$$\triangleright N_{ser} = G = 2,035 \text{ KN}$$

$$\triangleright M_{ser} = Q.h = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$\triangleright T_{ser} = Q = 1 \text{ KN.}$$

---

---

**I.3 Calcul de ferrailage :**

☞ La section de calcul est rectangulaire de :

$e=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$  ;  $c=c'=2.5\text{cm}$  ;  $F_e=400\text{MPa}$ .

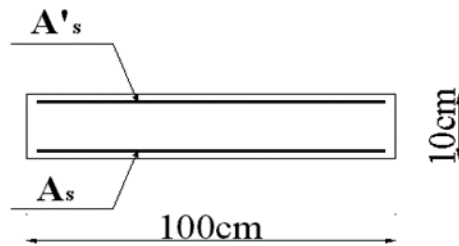


Figure III.2 schéma d'acrotère.

#### I.4.1 Armatures Longitudinales :

☞ E.L.U :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e = \frac{0,9}{2,035} = 0,4422m = 44,22cm$
- $\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5cm$
- $e > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

#### I.4.2 Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 0,9 + 2,035 \times 0,025 = 0,95 KN.m = 95 daN.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} < \mu_l = 0,392.$$

$$\checkmark \frac{95000}{15 \times 1000 \times 75^2} = 1,12 * 10^{-3} < 0,392.$$

☞ N.Q : ( $\mu_l = 0,392$  pour FeE400).

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,4 * 10^{-3}$
- $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 74,95mm.$
- $\mu = 1,12 * 10^{-3} < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\%$  et  $\sigma_s = f_{e_s} = 348MPa$

*r\_s*

**I.4.2.1 Armatures fictives :**

$$\triangleright A_{sf} = (M_f).$$

$$\checkmark A_{sf} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 34,50 \text{ mm}^2.$$

**I.4.3 Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$\triangleright N \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 58.47 \text{ mm}^2 \quad A' = A'1 = 0$$

$M_1(N.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_{sf}(cm^2)$	$A(cm^2)$
950	0.001 12	0.001 4	7.495	0.34	0.58

Tableau 8 ; ferrailage de l'acrotère.

**E.L.S :**

☞ La contrainte de traction d'armature : (BAEL91 A.4.5,33).

$$\text{☞ Fissurations Préjudiciables : } \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

☞  $\eta$  : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\text{☞ } \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\checkmark \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}.$$

**I.4.4 Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$\triangleright e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.035} = 0.29 \text{ m}.$$

☞ La section est partiellement comprimée.

$$\triangleright M_1 = M_{ser} + N_{ser} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.6 + 2.035 \left(\frac{0.1}{2} - 0.025\right) = 0.650 \text{ KN.m} = 65 \text{ daN.m}.$$

$$\triangleright \mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{650000}{15 \times 1000 \times (75)^2} = 0.007 < \mu_l = 0.392.$$

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\checkmark \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$\checkmark Z = d(1 - 0,4\alpha) = 74.73 \text{ mm}.$$

**I.4.4.1 Armatures fictives :**

$$\triangleright A_{sf} = (M_f).$$

$$\checkmark A_{sf} = \frac{M_1}{Z \times \overline{\sigma}_s} = 43.19 \text{ mm}^2.$$

**I.4.4.2 Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

➤ N est un effort de compression  $\Rightarrow A = A_{sf} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 42.6 \text{ mm}^2 \quad A' = A'1 = 0$

$M_I(N.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_{sf}(cm^2)$	$A(cm^2)$
650	0.007	0.008 7	0.74	0.43	0.42

Tableau9; ferrailage de l'acrotère.

**I.4 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

- $A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- $A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{min} \geq 9.9$

**I.6 Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL (B.5.3.1)**

- $A_L \geq 0,0025 . b . H = 0,0025 . 100 . 10 = 2,5 \text{ cm}^2$
- ☞ Donc :  $A = \max (A^{calc1} ; A^{calc2} ; A^{min} ; A_L) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$ .
- ☞ On adopte :  $A^1 = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .

**I.7 Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

- $r_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ Mpa}$ .
- ☞ La fissuration est préjudiciable, alors :
- $\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$
- ✓  $r_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \bar{r}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$ .
- ☞ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**I.8 Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41)**

- $A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) . A_L = (0,625 \div 1,25)$ .
- ☞ On adopte ;  $A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$ .

**I.9 Espacement des armatures : BAEL (B.5.3.3).**

- $SL \leq \min (3.h; 33 \text{ cm}) = \min (30; 33) \text{ cm}$ .
- $A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 \Rightarrow St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .
- $A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 \Rightarrow St = 54/2 = 27 \text{ cm}$ .



I.10 Présentation du ferrailage:

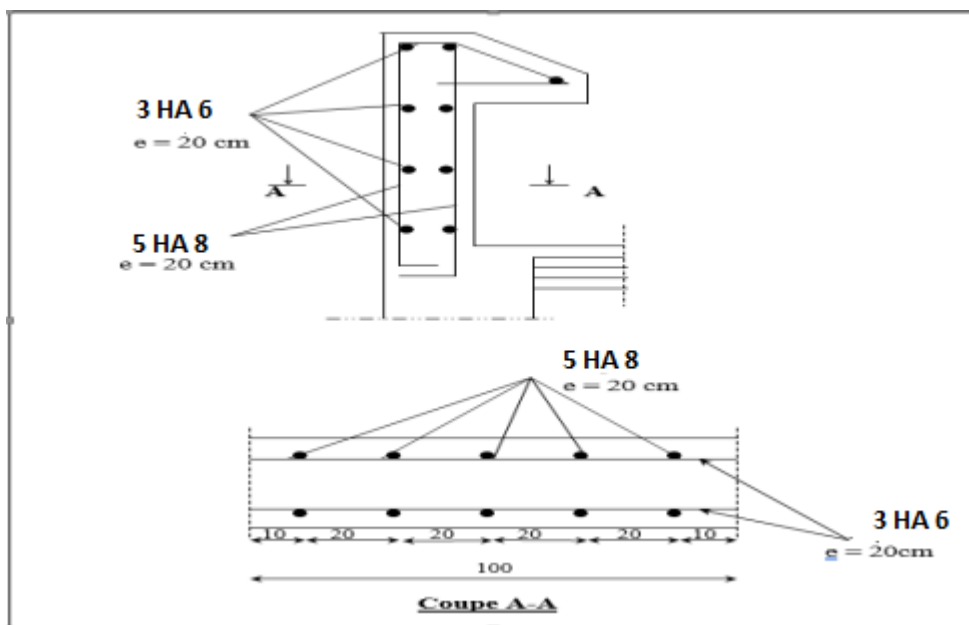


Figure III.3: Ferrailage D 'acrotère.

## I Les balcons:

### I.1 Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon qui repose sur un seul appui, il se calcule comme une dalle pleine avec une épaisseur 12cm (Déjà définit dans le chapitre II).

### I.2 Hypothèse de calcul :

- ☞ Le balcon est une dalle pleine sollicitée en flexion simple.
- ☞ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ☞ Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

### II.2 Balcon étage courant :

#### II.2.1 Les charge :

- ✓ Les charges permanentes  $G = 614 \text{ daN/m}^2$ .
- ✓ Les charges d'exploitations :  $Q = 350 \text{ daN/m}^2$  [(D.T.R. BC2.2)].

En prend la charge du mur extérieur une charge concentré.

- ✓  $P$  : poids du mur extérieur =  $285 \text{ daN.ml}$ .

#### II.2.2 Calcul Des Sollicitations :

- $M_G = \frac{GL^2}{2} = 908,8 \text{ daN.m}$        $T_G = Gl = 174990 \text{ daN}$ .
- $M_Q = \frac{QL^2}{2} = 517,7 \text{ daN.m}$        $T_Q = Ql = 99750 \text{ daN}$ .
- $M_p = Pl = 1852.5 \text{ daN.m}$        $T_P = P = 285 \text{ daN}$ .

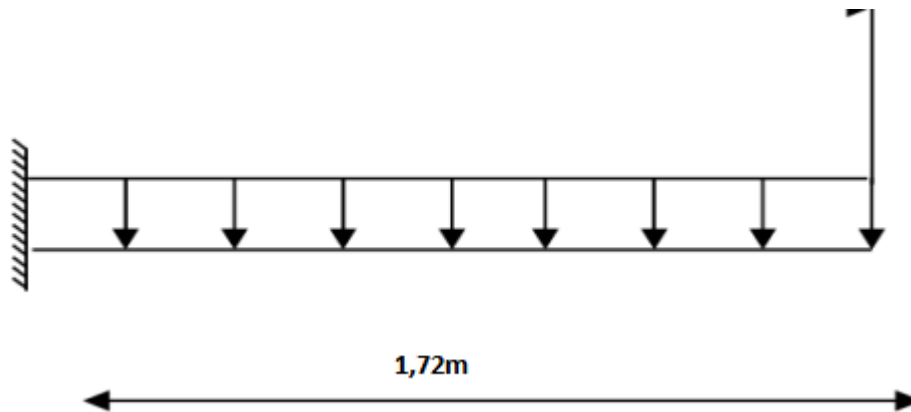


Figure III.4. Schéma statique pour calcul du balcon.

#### II.2.3 Combinaison d'action :

##### ➤ E.L.U :

- ✓  $M_u = 1,35 (M_G + M_P) + 1,5M_Q = 5090.9 \text{ daN.m}$
- ✓  $T_u = 1,35 (T_G + T_P) + 1,5 T_Q = 386246.25 \text{ daN}$ .

➤ **E.L.S :**

✓  $M_{ser} = M_G + M_P + M_Q = 3279 \text{ daN}$ .

✓  $T_{ser} = T_G + T_Q + T_P = 275025 \text{ daN}$ .

**II.2.4 Calcul du ferrailage :**

**II.2.4.1 Armatures Longitudinales :**

☞ **E.L.U :**

Fissuration peu nuisible.

☞ La section de calcul est rectangulaire de :

$e=12\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=15\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; Fe=400\text{MPa}$ .

$d=e-c \Leftrightarrow 12-2=10\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} < \mu_L = 0.392 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{50909000}{15 \times 1000 \times 100^2} = 0.003 < 0.392.$$

☞ **N.Q :** ( $\mu_l = 0,392$  pour  $FeE400$ ).

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

✓  $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,037$

✓  $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 98,52\text{mm}$ .

✓  $\mu = 0,09 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \bar{\epsilon} = 348\text{MPa}$

**II.2.4.2 Armatures fictives :**

$\sigma_s$

➤  $A_{sf} = (M_f)$ .

✓  $A_{sf} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 148,4\text{mm}^2$

**II.2.4.3 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

➤  $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

➤  $A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 120.75\text{mm}^2$ .

$M_1(N.m)$	$\alpha$	$\mu$	$Z(cm)$	$A_{sf}(cm^2)$	$A(cm^2)$
5090,9	0.037	0.09	0.98	1.48	1.21

Tableau10; ferrailage de balcon de étage.

**II.2.4.4 Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)**

➤  $A_L \geq 0,001 . b . h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2\text{cm}^2$ .

**II.2.4.5 Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

➤  $r_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{5090,9}{1000 \times 100} = 0,0005 MPa.$

☞ Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

➤  $\tau_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) \quad (BAEL91 \text{ art A.5.1,211})$

➤  $\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$

✓  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,0005 < 3,33 MPa \dots \dots \dots (C.V).$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**II.2.4.6 Vérification à l'E.L. S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

➤  $\alpha \leq \frac{(\gamma-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$

✓  $\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{5090,5}{3279} = 1,55$

✓  $\alpha = 0,425 \leq 0,435 \dots \dots \dots (C.V).$

☞ Donc :

✓  $A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_L) = \max (3,89; 1,21; 1,2) cm^2.$

✓  $A = 3,89 cm^2.$

☞ Soit :  $A = 4T12 = 4,52 cm^2.$

**II.2.4.7 Armature de réparation :**

➤  $A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13 cm^2.$

☞ Soit :  $A_r = 4T8 = 2,01 cm^2.$

**II.2.4.8 Espacement des armatures :**

☞ A) armature longitudinale :

➤  $S_L \leq \min (3.h ; 33 cm) = \min (36 ; 33) cm.$

➤  $S_L = \frac{100}{4} = 25 cm.$

✓ Soit :  $S_L = 25 cm.$

☞ B) armature de répartition :

➤  $S_r \leq \min (4.h; 45 cm) = \min (48 cm ; 45 cm) = 45 cm.$

➤  $S_L = \frac{100}{4} = 25 cm.$

✓ Soit :  $S_r = 25 \text{ cm}$ .

### II.3 Balcon terrasse inaccessible :

#### II.3.1 Les charges :

- ✓ Les charges permanentes  $G = 614 \text{ daN/m}^2$ .
- ✓ Les charges d'exploitations :  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  [(D.T.R. BC2.2)].
- ☞ En prend la charge du mur extérieur une charge concentré.
- ✓  $P$  : poids d'acrotère =  $203.5 \text{ daN.ml}$

#### II.3.2 Calcul Des Sollicitations :

- $M_G = \frac{Gl^2}{2} = 181,6 \text{ daN.m}$        $T_G = GL = 105,6 \text{ daN}$
- $M_Q = \frac{Ql^2}{2} = 14,7 \text{ daN.m}$        $T_Q = Ql = 172 \text{ daN}$ .
- $M_p = Pl = 354.02 \text{ daN.m}$        $T_p = P = 203.5 \text{ daN}$ .

#### II.3.3 Combinaison d'action :

- **E.L.U :**
  - ✓  $M_u = 1,35 (M_G + M_p) + 1,5 M_Q = 1000.93 \text{ daN.m}$
  - ✓  $T_u = 1,35 (T_G + T_p) + 1,5 T_Q = 675.285 \text{ daN}$ .
- **E.L.S :**
  - ✓  $M_{ser} = M_G + M_p + M_Q = 550.32 \text{ daN}$
  - ✓  $T_{ser} = T_G + T_Q + T_p = 481,1.1 \text{ daN}$

#### II.3.4 Calcul du ferrailage :

##### II.3.4.1 Armatures Longitudinales :

☞ **E.L.U :**

Fissuration peu nuisible.

☞ La section de calcule est rectangulaire de :

$e=12\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_c=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,16\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $F_e=400\text{MPa}$ .

$d=e-c \Leftrightarrow 12-2=10\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} < \mu_{\square} = 0.392 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{5090500}{14.16 \times 1000 \times 100^2} = 0.033 < 0.392.$$

☞ **N.Q :** ( $\mu l = 0,392$  pour  $FeE400$ ).

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\checkmark \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\checkmark Z = d(1 - 0,4\alpha) = 98\text{mm}.$$

$$\checkmark \mu = 0,042 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{g} = 348 \text{ MPa.}$$

**II.3.4.2 Armatures fictives :**

$$\triangleright A_{sf} = (M_f).$$

$$\checkmark A_{sf} = \frac{M \cdot l}{Z \times \sigma_s} = 293.4 \text{ m}^2.$$

**II.3.4.3 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$\triangleright A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\triangleright A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 120.75 \text{ mm}^2.$$

$M_I(N.m)$	$\alpha$	$\mu$	$Z(cm)$	$A_{sf}(cm^2)$	$A(cm^2)$
12878	0.041	0.033	0.98	2.93	1.21

Tableau11; ferrailage de balcon de terrasse.

**II.3.4.4 Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3, 1)**

$$\triangleright A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

**II.3.4.5 Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1, 1)**

$$\triangleright r_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{675,25}{1000 \times 100} = 0.15 \text{ MPa.}$$

☞ Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\triangleright \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ (BAEL91 Art A.5.1,211 ).}$$

$$\triangleright \bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.15 < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (C.V).}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**II.3.4.6 Vérification à l'E.L. S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\triangleright \alpha \leq \frac{(y-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\checkmark \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1000.93}{5590.32} = 1.36.$$

$$\checkmark \alpha = 0.098 \leq 0,43 \dots \dots \dots \text{ (C.V).}$$

☞ Donc :

$$\checkmark A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (3.23 ; 1.21 ; 1.2) \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark A = 3,23 \text{ cm}^2.$$

☞ Soit :  $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$ .

### II.3.4.7 Armature de réparation :

$$\triangleright A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark \text{ Soit : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

### II.3.4.8 Espacement des armatures :

☞ A) armature longitudinale :

$$\triangleright S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (36 ; 33) \text{ cm}.$$

$$\triangleright S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

$$\checkmark \text{ Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

☞ B) armature de répartition

$$\triangleright S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (48 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$\triangleright S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

$$\checkmark \text{ Soit : } S_r = 25 \text{ cm}.$$

### II.4 Présentation du ferrailage:

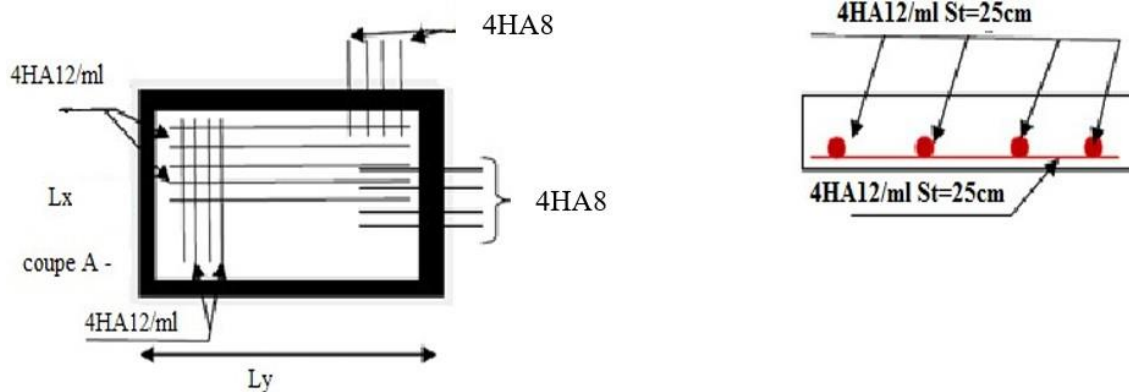


Figure III.5. Schéma de ferrailage de dalle du balcon.

## II Les escaliers :

### II.1 Introduction :

Nous avons deux types d'escaliers, qui sont faits de béton armé coulé en place dans notre bâtiment, Le bâtiment conserve les mêmes dimensions que la cage d'escalier pour la symétrie Le calcul est comme un rectangle soumis à une légère flexion , Les dimensions et les charges sont prédéterminées.

### II.2 Escalier d'étage :

$n=9$   $l=270\text{cm}$   $L=610\text{cm}$   $e=16\text{cm}$   $\alpha=29.50^\circ$   $H=306\text{cm}$   $h=17\text{cm}$ .

(Déjà défini dans le chapitre II).

### II.3 Les charge :

#### ➤ Paillasse :

- ✓ Les charges permanentes :  $G = 806 \text{ daN/m}^2$ .
- ✓ Les charges d'exploitations :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$  [(D.T.R. BC2.2)].

#### ➤ Palier de repos :

- ✓ Les charges permanentes :  $G = 536 \text{ daN/m}^2$ .
- ✓ Les charges d'exploitations :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$  [(D.T.R. BC2.2)].

▫ La charge équivalente  $G_{eq} = \frac{G1L1+G2L2}{L} \Rightarrow G_{eq}=665 \text{ daN/m}$ .

### II.4 Combinaisons d'action :

#### ➤ E.L.U :

- ✓  $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1272.75 \text{ daN/m}^2$

#### ➤ E.L.S :

- ✓  $q_{ser} = G+Q = 915 \text{ daN/m}^2$

☞ Le moment isostatique  $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

☞ Moment en appuis :  $M_a = 0,3 .M_o$ .

☞ Moment en travée :  $M_t = 0,85.M_o$ .

☞ L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$ .

	$P_{eq} (N/ml)$	$M_o (N.m)$	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	$T_u (N)$
<b>ELU</b>	12727.5	24198.15	7259.44	19358.52	24818.62
<b>ELS</b>	9150	17396.43	5218.92	13917.14	17842.5

**Tableau12.moment et effort tranchant.**



## II.5 Calcul du ferrailage :

### III.5.1 Armatures Longitudinales :

#### ➤ E.L.U :

$e=16\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $F_e=400\text{MPa}$ .

$d=e-c \Leftrightarrow 16-2=14\text{cm}$ .

$$\text{➤ } \mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} < \mu P = 0.392$$

#### III.5.1.1 En travée :

$$\checkmark \mu=0.07 < 0.392.$$

#### III.5.1.1 En appuis:

$$\checkmark \mu=0.026 < 0.392.$$

☞ **N.Q** : ( $\mu l = 0,392$  pour  $FeE400$ ).

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\text{➤ } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\text{➤ } Z = d(1 - 0,4\alpha).$$

$$\text{➤ } \mu = 0,09 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \underline{f}_e = 348\text{MPa}.$$

### III.5.2 Armatures fictives :

$$\text{➤ } A_{sf} = (M_f).$$

$$\text{➤ } A_{sf} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 388.7\text{mm}^2.$$

### III.5.3 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$\text{➤ } A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

	$M_1(N.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_{sf}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$
<b>En travée</b>	19358.52	0.07	0.09	13.5	4.12	1.69
<b>En appuis</b>	7259.44	0.026	0.033	12.2	1.71	1.69

Tableau13.ferrailage de l'escalier.

### III.5.4 Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$\text{➤ } A_L \geq 0,001. b. h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4\text{cm}^2.$$

### III.5.6 Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\text{➤ } r_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24818.62}{1000 \times 140} = 0.18\text{MPa}.$$

☞ Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

➤  $\tau_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$  (BAEL91 art A.5.1,211 )

➤  $\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

✓  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,18 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  (C.V).

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.5.7 Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

➤  $\alpha \leq \frac{(\gamma-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

➤  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

**III.5.7.1 En travée :**

✓  $\alpha = 0,09 \leq 0,44 \dots\dots\dots$  (C.V).

**III.5.7.2 En appuis :**

✓  $\alpha = 0,033 \leq 0,44 \dots\dots\dots$  (C.V).

☞ Donc :

➤  $A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_L) = \max (3,89; 1,21; 1,2) \text{ cm}^2$ .

➤  $A_t = \max (4,12; 1,69; 1,4) = 4,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$ .

☞ Mais nous prenons en fait 6T12=6.79cm<sup>2</sup>.

✓  $A_a = \max (1,71 ; 1,69 ; 1,4) = 1,71 \Rightarrow A_a = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**III.5.8 Armature de réparation :**

☞ En travée :

➤  $A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$ .

☞ Soit :  $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

☞ En appuis :

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

☞ Soit :  $A_r = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$ .

**III.5.9 Espacement des armatures :**

☞ A) armature longitudinale :

➤  $S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm}$ .

✓ En travée  $S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

✓ En appuis  $S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

☞ Soit :  $S_L = 25 \text{ cm}$

☞ B) armature de répartition

➤  $S_r \leq \min(4.h; 45 \text{ cm}) = \min(64 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

✓ En travée  $S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

✓ En travée  $S_L = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$ .

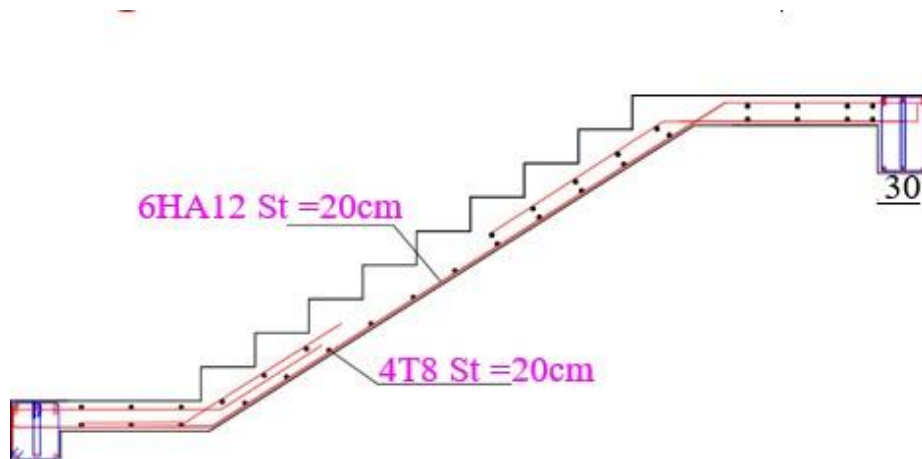
**III.5.10 Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0,041 < 0,08 \dots\dots\dots \text{(C.V.)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,00}{F_e} \Rightarrow \frac{5,08}{100 \cdot 14} = 0,003 < \frac{4,00}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{(C.V.)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{390} = 0,041 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{(C.V.)}$$

**III.6 Présentation du ferrailage:**



*Figure III.6; Ferrailage de L'escalier.*

### III Poutre palière :

#### III.1 Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- ✓ Son poids propre "pp".
- ✓ Poids du mur extérieur pm.
- ✓ La réaction de la volée.

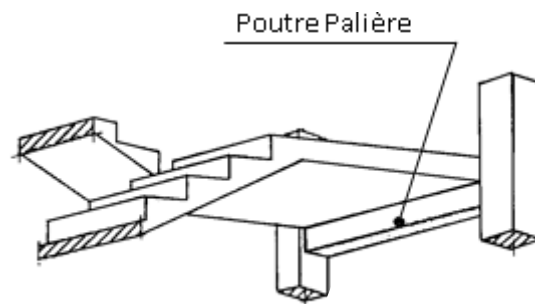


Figure III.7; Poutre Palière.

#### III.2 Evaluation des charges :

☞ Poids propre de la poutre :  $0,35 \times 0,50 \times 2500 = 437,5 \text{ daN / ml}$ .

☞ La réaction d'escalier :  $p = \frac{l}{2} = 1296,75 \text{ daN/ml}$  ;  $q = Q \times \frac{l}{2} = 487,5 \text{ daN/ml}$ .

☞ Poids du mur :  $g_m = h \times 138,6 = 1,05 \times 138,6 = 145,53 \text{ daN/ml}$ .

#### III.3 Calcul de la poutre à la flexion :

##### IV.3.1 Combinaisons d'actions :

- ✓ E.L.U :  $P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 3150,83 \text{ daN/ml}$ .
- ✓ E.L.S :  $P_{ser} = g + P + g_m + q = 2279,78 \text{ daN/ml}$ .

##### IV.3.2 Les sollicitations :ELS

- ✓ E.L.U :  $M_u^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{1559 \times 24}{24} = 2153,40 \text{ daN.m}$ .
- $M_u^a = \frac{P_u \times L^2}{12} = 4306,80 \text{ daN.m}$ .
- $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 6460,20 \text{ daN.m}$ .

$$T_u^{\max} = P_u \times \frac{l}{2} = 6380.43 \text{ daN.}$$

$$= \frac{P_{ser} \times L^2}{12} = 3116.17 \text{ daN.m.}$$

$$T_{ser}^{\max} = P_{ser} \times \frac{l}{2} = 4616.55 \text{ daN.}$$

**IV.3.3 Calcul de ferrailage :** ( armatures longitudinales ) :

**E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} < \mu P = 0.392$$

**N.Q :** ( $\mu l = 0,392$  pour  $FeE400$ ).

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha).$$

$$\mu = 0,09 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

**IV.3.4.1 Armatures fictives :**

$$A_{sf} = (M_f) \Rightarrow A_{sf} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

**IV.3.4.2 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	$M_1(\text{daN.m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_{sf}(\text{cm}^2)$	$A^{\min}(\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	2153.40	0.035	0.044	37.33	1.65	1.37
<b>En appuis</b>	4306.80	0.070	0.090	36.63	3.40	1.37

Tableau14; ferrailage de poutre de palier.

**IV.3.4.3 Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)**

$$A_L \geq 0,001. b. h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

**IV.3.4.4 Vérification de L'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$r_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{63804.3}{300 \times 380} = 0.55 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211 )}$$

➤  $\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

✓  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,18 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V).$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.3.4.5 Vérification à l'E.L. S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

➤  $\alpha \leq \frac{(\gamma-1)}{2} + \frac{f_c28}{100}$

➤  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

☞ **En travée**

:

✓  $\alpha = 0,044 \leq 0,44 \dots\dots\dots (C.V).$

☞ **En appuis :**

✓  $\alpha = 0,090 \leq 0,44 \dots\dots\dots (C.V).$

☞ Donc :

➤  $A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_L)$

☞ **En travée :**

✓  $A = \max(1,65 ; 1,37 ; 1,2) = 1,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2.$

☞ **En appuis :**

✓  $A = \max(3,40 ; 1,37 ; 1,2) = 3,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2.$

**IV.3.4.6 Les Armatures Transversales :**

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimaux :

☞ **Les Armatures Transversales :**

En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

✓  $S_t \text{ Min } (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm}.$

☞  $S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

En zone courante : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

✓  $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$

☞ h: la hauteur de la poutre.

➤  $S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}).$

✓  $S_t \leq \min(41,8 \text{ cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$

**IV.3.4.7 Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

**IV.3.4.8 Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,350 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 1,35 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

**IV.4 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,098 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ (C.V.)}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0029 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ (C.V.)}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,098 \geq \frac{0,85M_t}{10M_0} = 0,028 \dots \dots \dots \text{ (C.V.)}$$

☞ Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**IV.5 Calcul de la poutre à la torsion :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$\text{☞ } M_t = M_a (\text{escalier}) = 7259,44 \text{ N.m}$$

☞ On utilise les règles exposées dans le BAEL91

**IV.5.1 Contraintes tangentes de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est égale aux  $(1/6)$  du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

☞  $e$  : épaisseur de la paroi au point considérée.

☞  $\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive  $\Rightarrow \Omega = (b - e)(h - e)$

$$\checkmark e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (35 - 5)(50 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\text{☞ Donc : } \tau_U = \frac{7259,44 \times 10^3}{2 \times 87500 \times 50} \Rightarrow \tau_U = 0,83 \text{ MPa}$$

**IV.5.2 Résistance en torsion et flexion :**

$$r_v^2 + r_u^2 \leq \bar{r}^2 (\text{Section pleine}) \Rightarrow 0.83^2 + 0.18^2 = 0.72 < 11.09 \text{Mpa} \dots \dots (\text{C.V.})$$

**IV.5.3 Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec } U : \text{ périmètre } \Omega .$$

✓  $U = 2[(35-5) + (50-5)] = 1200 \text{cm}.$

✓  $A = \frac{1200 \times 7259.44 \times 10^3}{2 \times 87500 \times 348} = 1.43 \text{cm}^2.$

**IV.5.4 Les armatures transversales :**

✓  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2n\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7259.44 \times 10^3}{2 \times 87500 \times 348} = 0.119 \text{cm}^2.$

☞  $A_t$  : Section d'armature transversale.

☞  $S_t$  : L'espacement d'armature.

**IV.5.5 Section minimale des armatures :**

➤  $\frac{A_l \times f_e}{U \times e} \geq 0.4 \text{MPa} \Rightarrow 0.95 > 0.4 \dots \dots \dots (\text{C.V.})$

➤  $\frac{A_t \times f_e}{s_t \times e} \geq 0.4 \text{MPa} \Rightarrow 0.63 > 0.4 \dots \dots \dots (\text{C.V.})$

**IV.5.6 Les armatures totales :**

☞ Tenant compte des aciers de flexion :  $A_{Tot} = A_t + A_s$

**IV.5.7 Armatures longitudinales :**

☞ Nappe supérieure :  $A_{Tot} = A_{lf} + (A_{lt}/2) = 4.62 + 0.72 = 5.33 \text{cm}^2.$

On prend  $A_{TOT}$ : 5HA12  $\Rightarrow 5.65 \text{cm}^2.$

☞ Nappe inférieure :  $A_{Tot} = A_{lf} + (A_{lt}/2) = 3.39 + 0.72 = 4.11 \text{cm}^2.$

On prend  $A_{TOT}$ : 3HA14  $\Rightarrow 4.62 \text{cm}^2.$

**IV.5.8 Armatures transversales :**

$A_{tot} = A_{tf} + A_{tt}$ ; Donc soit:  $A_t = 3 \text{ } \emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2.$



## IV.6 Présentation du ferrailage:

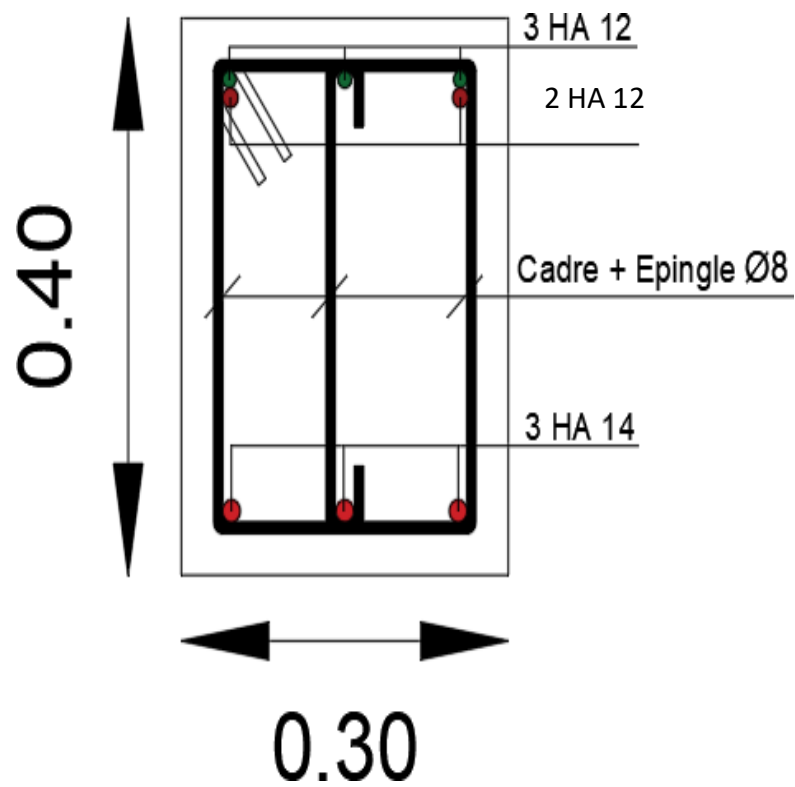


Figure III.9; ferrailage de poutre de palier.

## IV Planchers :

### IV.1 Introduction :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et la méthode caquet.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

### IV.2 Méthode utilisée :

☞ Dans notre étude nous proposons la méthode **FORFAITAIRE** et vérifions les conditions.

### IV.3 Les conditions :

- 1- La fissuration n'est pas préjudiciable.....(C.V).
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travais et on peut le dire la section constante sur toute la longueur.....(C.V).
- 3-  $Q \leq 2G$   
 Pour la terrasse :  $100 < 148 \text{ daN/m}^2$  .....(C.V).  
 Pour l'étage :  $150 < 1280 \text{ daN/m}^2$  .....(C.V).
- 4-  $Q \leq 500 \text{ daN/m}^2$   
 Pour la terrasse :  $100 < 500 \text{ daN/m}^2$  .....(C.V).  
 Pour l'étage :  $150 < 500 \text{ daN/m}^2$  .....(C.V).
- 5-  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .     $0.8 \leq \frac{5}{6} \leq 1.25$ .  
 Pour 1<sup>er</sup> travée :  $0.8 < 1 < 1.25$ ..... (C.V).  
 Pour 2<sup>eme</sup> travée :  $0.8 < 1 < 1.25$ .....(C.V).  
 Pour 4<sup>eme</sup> travée :  $0.8 < 0.83 < 1.25$ ..... (C.V).

☞ Donc les conditions est vérifier c'est-à-dire peut utiliser la méthode **FORFAITAIRE**.

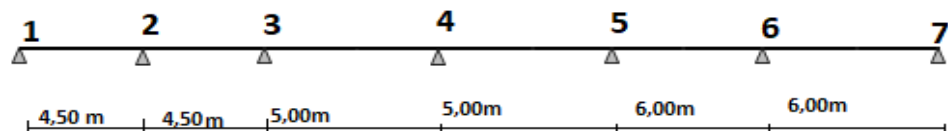


Figure III.10; type de plancher.

#### IV.4 Calcul des moments :

- Les moments en appuis :
  - ✓  $0.2M_0$  pour appuis de rive.
  - ✓  $0.6M_0$  pour poutre de deux travées.
  - ✓  $0.5M_0$  pour appuis voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travée.
  - ✓  $0.4M_0$  pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

$$\text{☞ N.Q : } M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} \text{ pour E.L.U.}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L}{2} \text{ pour E.L.S.}$$

- Les moments en travée:
  - $M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$  avec  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
  - ✓  $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  travée de rive.
  - ✓  $M_T \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  travée intermédiaire.

#### IV.5 Valeur des efforts tranchants :

- ✓  $T_e =$  l'effort tranchant à droite de la travée  $\Rightarrow T_e = -\frac{Pl}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$
- ✓  $T_w =$  l'effort tranchant à gauche de la travée  $\Rightarrow T_w = \frac{Pl}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$

☞ Les combinaisons d'action :

- Plancher terrasse : D'après le (DTR BC 2.2).
- ✓  $G = 740 \text{ daN/m}^2$  et  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ .
- ✓  $\Rightarrow g = 740 \times 0.65 = 481 \text{ daN/ml}$  et  $q = 100 \times 0.65 = 65 \text{ daN/ml}$ .

$$\text{☞ E.L.U : } 1.35 \times 481 + 1.5 \times 65 = 746.8 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{☞ E.L.S : } 481 + 65 = 546 \text{ daN/ml.}$$

- Plancher étage : D'après le (DTR BC 2.2).
- ✓  $G = 640 \text{ daN/m}^2$  et  $Q = 150 \text{ daN/m}^2$ .
- ✓  $\Rightarrow g = 640 \times 0.65 = 416 \text{ daN/ml}$  et  $q = 150 \times 0.65 = 97.5 \text{ daN/ml}$ .

$$\text{☞ E.L.U : } 1.35 \times 416 + 1.5 \times 97.5 = 707.85 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{☞ E.L.S : } 416 + 97.5 = 513.5 \text{ daN/ml.}$$

#### IV.6 Détermination des sollicitations :

- Plancher terrasse :  $\alpha = \frac{100}{100+740} = 0.119$
- ✓ **E.L.U :**

$$\begin{aligned} \textcircled{E} M_0 \text{ travée } 1,2 &: \frac{746,8 \times 4,5^2}{8} = 1890,18 \text{ daN.m.} \\ \textcircled{E} M_0 \text{ Travée } 3,4 &: \frac{746,8 \times 5,00^2}{8} = 2330,6 \text{ daN.m.} \\ \textcircled{E} M_0 \text{ Travée } 5,6 &: \frac{746,8 \times 6,00^2}{8} = 3360,6 \text{ daN.m.} \end{aligned}$$

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur (daN.m)	1890,1	1890,1	2330,6	2330,6	3360,6	3360,6

Tableau15 ; récapitulatif pour les moments sur appuis.

Travée	1	2	3	4	5	6
L (m)	4.5	4.5	5,00	5,00	6,00	6,00
P <sub>u</sub> (daN/ml)	635.45	635.45	635.45	635.45	735.45	735.45
M <sub>0</sub> (daN.m)	280.23	280.23	367.28	406.7	800.59	800.59
M <sub>w</sub> (daN.m)	700.59	700.59	406.7	162.68	467.28	467.28
M <sub>e</sub> (daN.m)	980.82	980.82	467.22	569.38	578.39	578.39
M <sub>t</sub> (daN.m)	1434.53	1434.53	1029.03	940.46	1082.23	1082.23
T <sub>w</sub> (daN).	-1234.35	-1234.35	-1004.41	-1092.98	-	-
T <sub>e</sub> (daN).					1378.2	-1378.29

Tableau16 ; récapitulatif pour les moments sur travée.

✓ E.L.S :

$$\begin{aligned} \textcircled{E} M_0 \text{ travée } 1,2 &: \frac{546 \times 4,5}{2} = 12285 \text{ daN.m.} \\ \textcircled{E} M_0 \text{ travée } 3,4 &: \frac{546 \times 5,00}{2} = 1365 \text{ daN.m.} \\ \textcircled{E} M_0 \text{ travée } 5,6 &: \frac{546 \times 6,00}{2} = 1638 \text{ daN.m.} \end{aligned}$$

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur (daN.m)	12285	12285	1365	1365	1638	1638

Tableau17 ; récapitulatif pour les moments sur appuis.

Travée	1	2	3	4	5	6
--------	---	---	---	---	---	---

<b>L (m)</b>	4.5	4.5	5,00	5,00	6,00	6,00
<b>P<sub>s</sub> (daN/ml)</b>	463.45	463.45	463.45	463.45	563.45	563.45
<b>M<sub>0</sub> (daN.m)</b>	973.24	973.24	741.52	741.52	1173.24	1173.24
<b>M<sub>w</sub> (daN.m)</b>	194.65	194.65	315.15	370.76	204.65	204.65
<b>M<sub>e</sub> (daN.m)</b>	486.62	486.62	370.76	148.3	506.62	506.62
<b>M<sub>i</sub> (daN.m)</b>	681.26	681.26	386.33	460.48	621.26	621.26
<b>T<sub>w</sub> (daN).</b>	1042.75	1042.75	758.9	672	1242.75	1242.75
<b>T<sub>e</sub> (daN).</b>	-903.73	-903.7	-724.14	-811.04	-983	-983

*Tableau18 ; récapitulatif pour les moments sur travée.*

➤ Plancher terrasse :  $\alpha = \frac{150}{150+740} = 0.16$ .

✓ E.L.U :

$M_0$  travée 1,2 : = 160.2 daN.m.

$M_0$  Travée 3,4 : = 200 daN.m.

$M_0$  Travée 5,6 : = 280.8 daN.m.

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur (daN.m)	160,2	160,2	200	200	280.8	280,8

Tableau19 ; récapitulatif pour les moments sur appuis.

Travée	1	2	3	4	5	6
L (m)	4.5	4.5	5,00	5,00	6,00	6,00
P <sub>u</sub> (daN/ml)	594.45	594.45	594.45	594.45	794.45	794.45
M <sub>0</sub> (daN.m)	1310.76	1310.76	760.89	760.89	1058.9	1058.9
M <sub>w</sub> (daN.m)	262.15	262.15	343.6	380.44	855.38	855.38
M <sub>e</sub> (daN.m)	655.38	655.38	380.44	152.17	543.6	543.6
M <sub>i</sub> (daN.m)	938.52	938.52	449.09	544.8	657.83	657.83
T <sub>w</sub> (daN).	1341.96	1341.96	1228.93	1146.09	1118.8	1118.8
T <sub>e</sub> (daN).	-1154.72	-1154.72	-1205.91	-1288.75	6	6
					-1302.26	-1302.26

Tableau20 ; récapitulatif pour les moments sur travée.

✓ E.L.S :

$M_0$  travée 1,2 : 324 = daN.m.

$M_0$  travée 3,4 : 1200 = daN.m.

$M_0$  travée 5,6 : 1720 daN.m.

$M_0$  travée 6 : = 1200.20 daN.m.

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur (daN.m)	324	970	1200	1200	1720	1200

Tableau21 ; récapitulatif pour les moments sur appuis.

Travée	1	2	3	4	5	6
L (m)	4.5	4.5	3.2	5,00	6,00	3,2
P <sub>s</sub> (daN/ml)	329.5	429.5	429.5	429.5	429.5	39.6
M <sub>0</sub> (daN.m)	683.24	787.86	741.52	741.52	741.52	631.52
M <sub>w</sub> (daN.m)	150.39	450.97	343.6	343.6	343.6	233.6
M <sub>e</sub> (daN.m)	350.97	274.88	137.44	137.44	137.44	107.74
M <sub>i</sub> (daN.m)	371.8	476.93	549.94	549.94	549.94	549.94
T <sub>w</sub> (daN).	786.37	678.36	622.78	622.78	622.78	632.48
T <sub>e</sub> (daN).	-697.53	-781.94	-751.62	-751.62	-751.62	-51.42

Tableau22 ; récapitulatif pour les moments sur travée.

## IV.7 Le ferrailage :

### V.7.1 Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 20 \text{ cm}; \quad h_0 = 4 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm.}$$

### V.7.2 l'enrobage:

$$C \geq C_0 + \frac{h}{2}$$

✓  $C_0 = 1 \text{ cm}$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

✓  $\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$  (BAEL91.A.7.2.1).

✓  $C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$

Donc on adopte  $C = 2 \text{ cm}$ .

➤  $d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$ .

### V.7.3 plancher terrasse :

	$M_{max}(\text{appui})$	$M_{max}(\text{travée})$	$T_{max}(\text{daN})$ .
<b>ELU</b>	700.59	980.82	1434.53
<b>ELS</b>	486.62	681.26	1042.75

#### V.7.3.1 Les armatures longitudinal:

☞ **E.L.U :**

##### V.7.3.1.1 En Travée :

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$\checkmark \quad M_0 = \frac{\sigma_c}{b} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \frac{\sigma_c}{b} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\checkmark \quad M_0 = 16 \times 650 \times 40 \times (180 - 20) = 60560000 \text{ N.mm.}$$

$$\checkmark \quad M_t^{max} = 980.82 \text{ daN.m} \leq M_0 = 5890.56 \text{ daN.m.}$$

☞ Donc l'axe neutre dans la table est comprimé, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b_0 = b = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} < \mu_P = 0.392$$

##### V.7.3.2 En travée :

$$\checkmark \quad \mu = 0.032 < 0.392.$$

##### V.7.3.3 En appuis:

Les moments sur appui est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = b = 10 \text{ cm}$ .

$$\checkmark \quad \mu = 0.153 < 0.392.$$

☞ **N.Q :** ( $\mu_l = 0,392$  pour  $FeE400$ ).

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\text{➤ } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

- $Z = d(1 - 0,4\alpha)$
- $\mu = 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\%$  et  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348MPa$

**V.7.3.4 Armatures fictives :**

- $A_{sf} = (M_f)$ .
- ✓  $A_{sf} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 388.7mm^2$

**V.7.3.5 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

- $A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

	$M_I(N.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_{sf}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$
<b>En travée</b>	9808.2	0.032	0.04	17.71	1.59	1.41
<b>En appuis</b>	7005.9	0.153	0.21	16.48	1.22	0.22

**E.L.S :**

☞ D’après le BAEL

La fissuration est peut nuisible  $\Rightarrow$  Il n’y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$  .

La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est

vérifiée :  $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{Z} + \frac{f_{c28}}{100}$  , avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	A	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	$\gamma$	$f_{c28}$	$\alpha$	Condition
<b>En travée</b>	1.59	9808.2	6812.6	1.44	25	0.47	Condition vérifié
<b>En appuis</b>	1.22	7005.9	10427.5	0.67	25	0.085	Condition vérifié

**V.7.3.6 Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

- $A_m' \geq 0.001 \times b \times h$
- ✓ En Travée:  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 cm^2$ .
- ✓ Sur Appui :  $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 cm^2$ .
- $A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_m')$ .
- ✓ En Travée :  $A = \max (1.59, 1.41, 1.30) \Rightarrow A = 1.59 = 2HA12 = 2,26$ .
- ✓ Sur Appui :  $A = \max (1.22, 0.22, 0.20) \Rightarrow A = 1.22 = 1HA14 = 1,54$ .

**V.7.3.7 Diamètre minimale :  $\Phi t$  : BAEL91 (A.7.2, 2)**

- $\phi_t \leq \min \left( \frac{h_t}{35}; \phi; \frac{h_0}{10} \right)$

☞  $\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.



$$\phi \leq \min \left( \frac{200}{35}; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi \leq \min(5,71;10;10).$$

☞ Soit:  $\phi_t = 6mm$  FeE235 BAEL (A.6.1,252).

$$\text{☞ } A_t = 2\phi \cdot l = 0,57cm^2.$$

**V.7.3.8 Espacement des cadres  $S_t$  : BAEL91 (A.5.1, 22)**

- ✓  $S_{t1} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(16,2; 40) \text{ cm}$
- ✓  $S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$
- ✓  $S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48 \text{ cm}$
- ✓  $S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$
- ✓  $k = 1 \Rightarrow$  flexion simples
- ✓  $S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15(1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 \text{ cm}$
- ✓ Suit:  $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$
- ✓  $S_t \leq \min(16,2; 33,48; 21,84) \Rightarrow S_t = 16,2cm$

☞ Alors on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

☞ On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

**V.7.3.9 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

- ✓ La contrainte tangente :  $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$  BAEL91 (A.5.1, 1)
- ✓  $T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.
- ✓  $b_0$  : Désigne la largeur de l'âme.
- ✓  $d$  : La hauteur utile de la nervure.
- ✓  $T_U = 1434.53 \text{ daN}$ .
- ✓  $\tau_u = \frac{14345.3}{100 \times 180} = 0,796 \text{ Mpa}$

☞ Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc

$\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$\tau_{\mu} = \min [0,20 \cdot (25/1,5); 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark \tau_u = 0.796 \leq \bar{\tau}_\mu = 3,333 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

**V.7.3.10 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)**

☞ Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

➤ Au maximum  $a = 0,9.d = 16,20 \text{ cm}$ .

$$\checkmark T_u = 14345.3N$$

$$\checkmark T_u = 14345.3 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135N \dots\dots (\text{C.V.}).$$

$$\checkmark A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$\checkmark A = 2T_u = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\checkmark A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{14345.3}{400} = 41.24 \text{ mm}^2$$

$$\checkmark A = 226 \text{ mm}^2 \geq 41.24 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

**V.7.3.11 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{650} = 0,030 \geq 0,0444 \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{650} = 0,030 \geq 0,046 \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**V.8 Ferrailage de la dalle de compression :**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de 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.
- ✓ Treillis soudé FeE 235  $\Rightarrow f_e = 500 \text{ Mpa}$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :  $L_n = 65 \text{ cm}$

$$\checkmark 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2.$$

☞ On adapte  $5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$ .

### **V.8.1 Espacement :**

☞ n : nombres des barres.

☞  $S_t = 100/n = 100/5 = 20$  cm.

☞ Soit :  $S_t = 20$  cm.

### **V.8.2 Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$A // = A \perp / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$

On adopte  $3\emptyset 5 = 0.59$  cm<sup>2</sup>

### **V.8.3 Espacement :**

✓  $S_t = 100/n = 100/3 = 33.33$  cm

✓  $S_t = 30$  cm

☞ Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30 ) cm<sup>2</sup>.

V.9 Présentation du ferrailage:

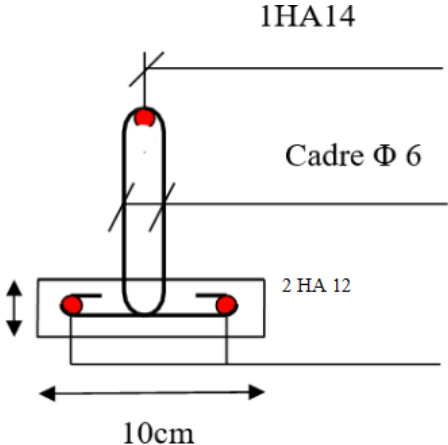


Figure III.11 ; Ferrailage de la poutrelle.

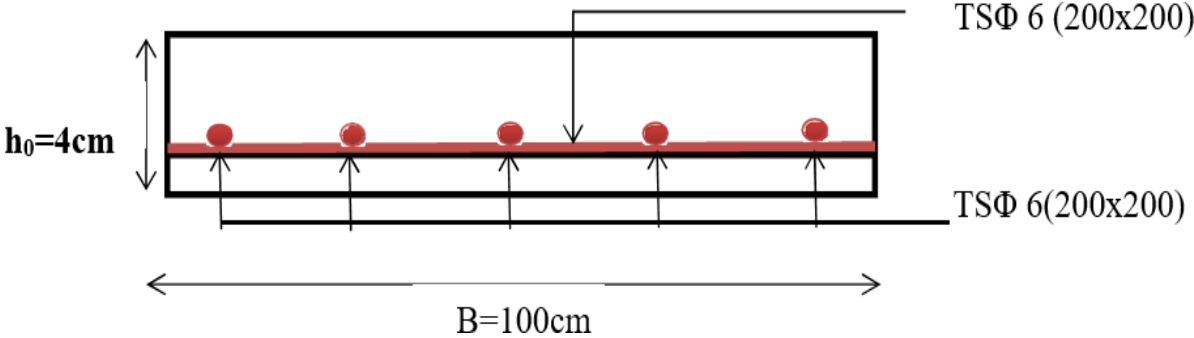


Figure III.12 ; Schéma de ferrailage de la dalle de compression.



## IV. Etude sismique :

### IV.1.Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+9) à usage mixte "d'habitation Contrevent par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles-mixte", est implanté à **BATNA** , C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone I<sub>a</sub> : sismicité faible) et dans un (site meuble) (S3)

### IV.2 Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

## IV.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### 2.1-Méthode statique équivalente:

- **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Domain d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

### 2.2-Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.

- **Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas ou méthodes statique équivalente est inapplicable.

**2.3- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :**

- **Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

**IV.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):**

**3.1. Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

**-Description de logiciel ROBOT :**

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce a une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.



- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

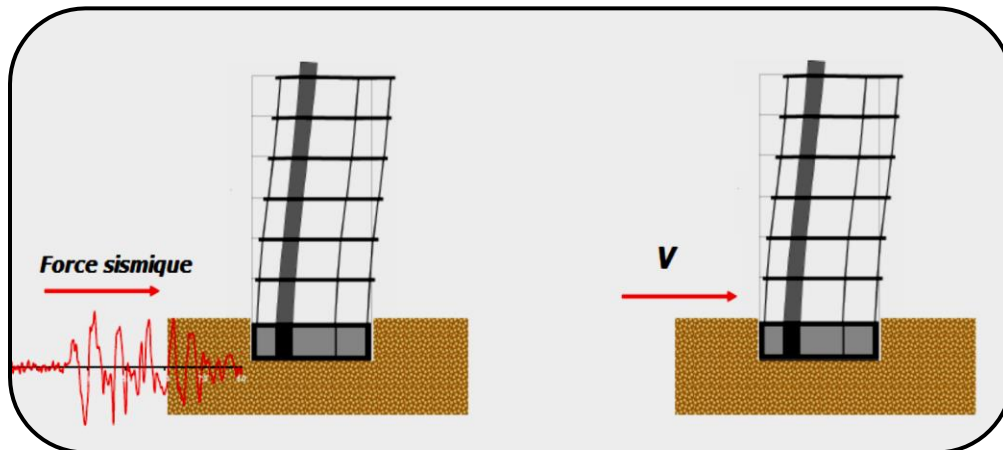
**-buts de l'analyse dynamique:**

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

**ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

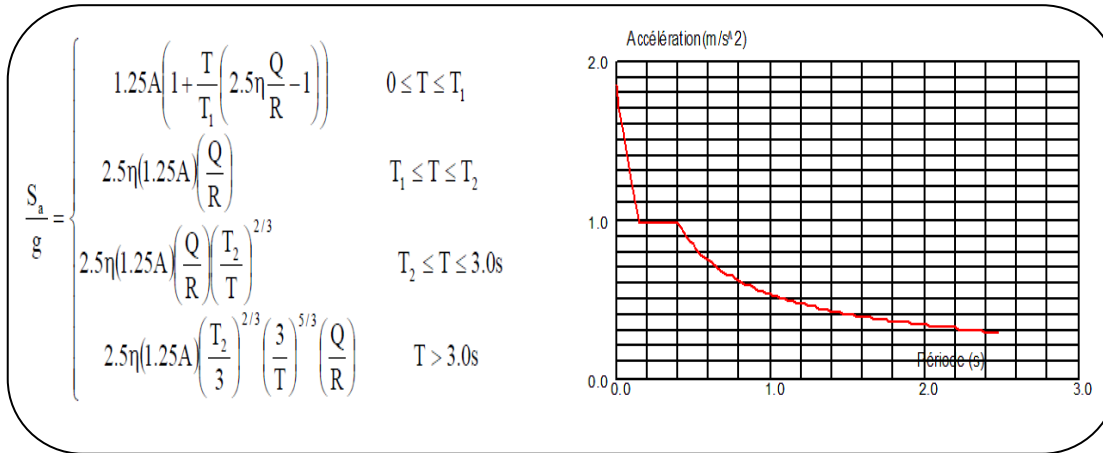
-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ..... ( $\beta = 0,2$ ) **tab.4.5.RPA99-v2003**.



**Fig. V.01.**Simulation de la force sismique.

**3.2. Spectre de Réponse de calcul :RPA99-v2003 (Art:4.3.3) (page:57):**

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :



**Fig. V.02.Spectre de Réponse.**

- A** :coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)
- η**: Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%).  

$$\eta = \sqrt{[(7/2) + \xi]} \geq 0.7$$
- ξ**: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)
- R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)
- T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)
- Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.88$$

- **A** = 0.10 ..... Zone Ia (tableau 4.1).
- **R** = 5 ..... (Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99).
- $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(Tableau 4.7 RPA99 - v2003).} \end{cases}$

\_Q : sa valeur et déterminer par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

$P_q$  : Tableau 4.4 RPA99-v2003.

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0.05
<b>2. Redondance en plan</b>	/	0.05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	/
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	/
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	/	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	/	0.10

Tableau .valeurs des pénalités $P_q$  .

Alors à partir de tableau on trouve:  $Q = 1.20$ .

### 3.3. Nombre de modes à considérer:

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

\_ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a **90%** au moins de la masse totale de la structure.

\_ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

\_ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

### 3.4. Analyse de la structure :

#### 3.4.1 .Premier variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultats suivant :

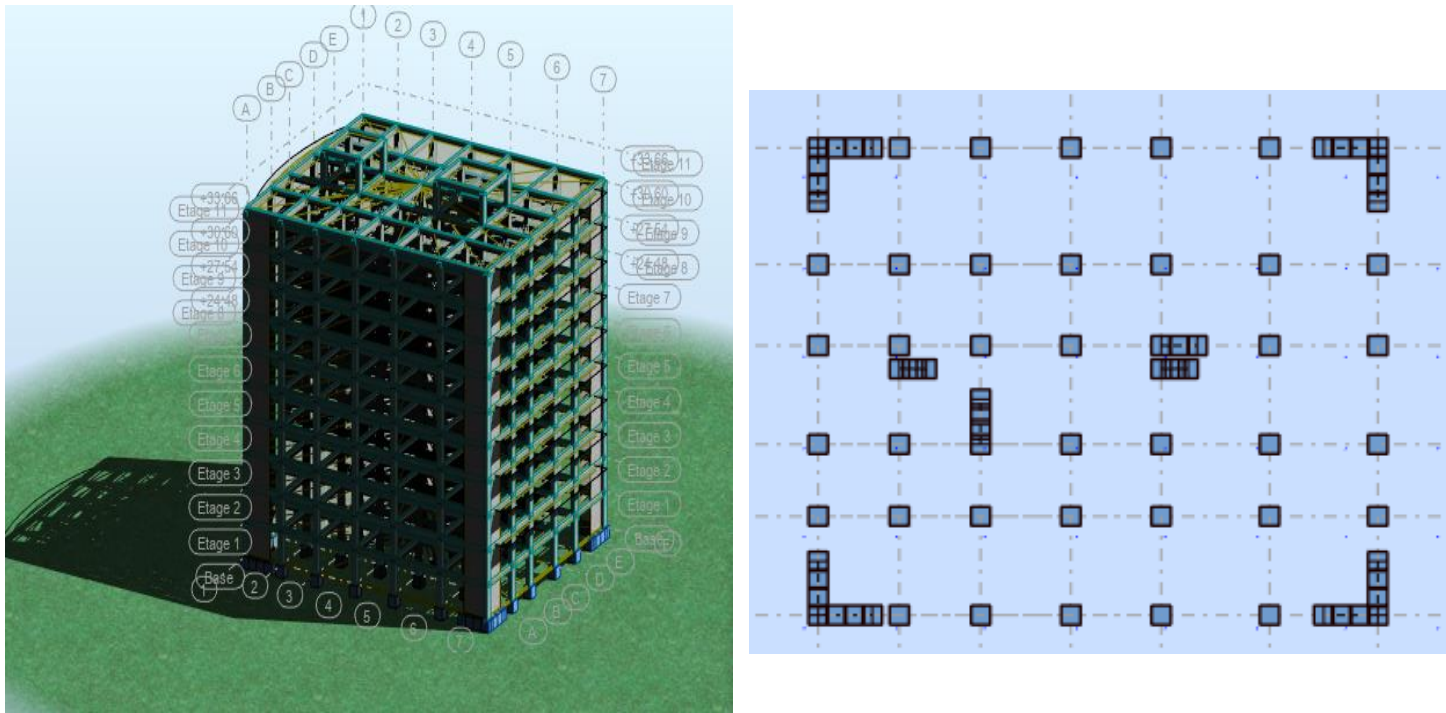


Fig.V.03. variante des voiles.

▪ Période set coefficients de participation modaux:

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	$U_X$ [%]	$U_Y$ [%]	$\Sigma U_X$ [%]	$\Sigma U_Y$ [%]
<i>1</i>	<i>0.87</i>	<i>73.63</i>	<i>0.08</i>	<i>73.63</i>	<i>0.08</i>
<i>2</i>	<i>0.76</i>	<i>0.08</i>	<i>73.81</i>	<i>73.71</i>	<i>73.89</i>
<i>3</i>	<i>0.59</i>	<i>0.01</i>	<i>1.11</i>	<i>73.72</i>	<i>75.00</i>
<i>4</i>	<i>0.25</i>	<i>13.84</i>	<i>0.01</i>	<i>87.56</i>	<i>75.01</i>
<i>5</i>	<i>0.22</i>	<i>0.01</i>	<i>12.55</i>	<i>87.57</i>	<i>87.56</i>
<i>6</i>	<i>0.16</i>	<i>0.00</i>	<i>0.10</i>	<i>87.57</i>	<i>87.66</i>
<i>7</i>	<i>0.12</i>	<i>4.94</i>	<i>0.00</i>	<i>92.51</i>	<i>87.66</i>
<i>8</i>	<i>0.11</i>	<i>0.00</i>	<i>4.87</i>	<b><i>92.51</i></b>	<b><i>92.53</i></b>

Tableaux V.4: Période set coefficients de participation modaux.

- **Présentation des trois premiers modes de vibration de la structure : 1<sup>er</sup> Mode:**

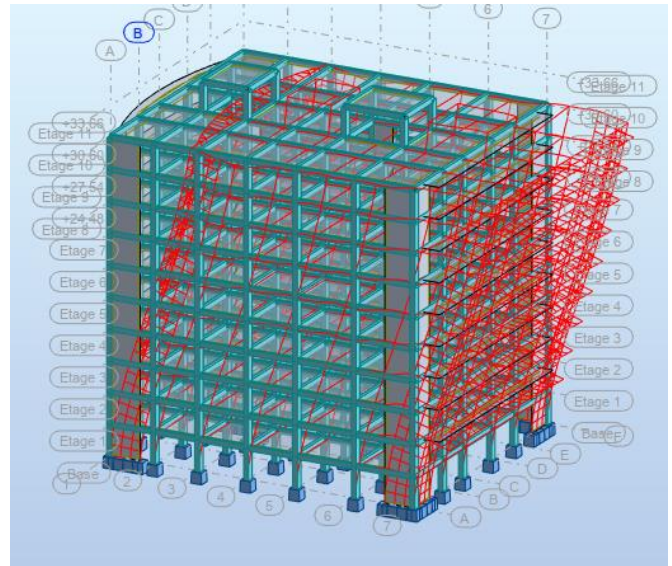
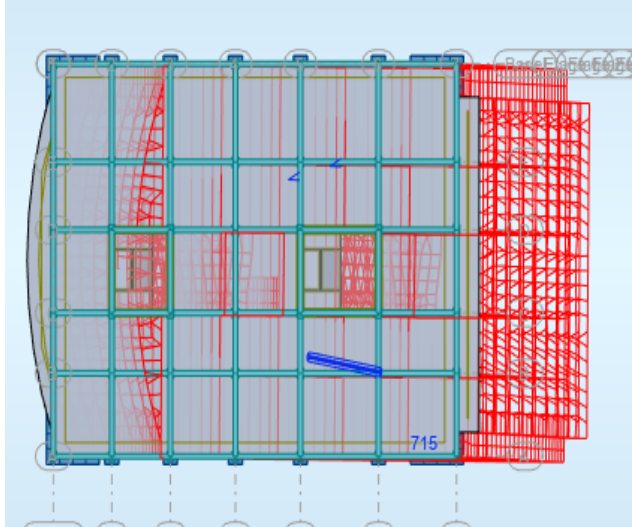


Fig .V.4:Premier mode de vibration :Vue en 3D etenplan(T=0,87 sec).

**2<sup>ème</sup> Mode:**

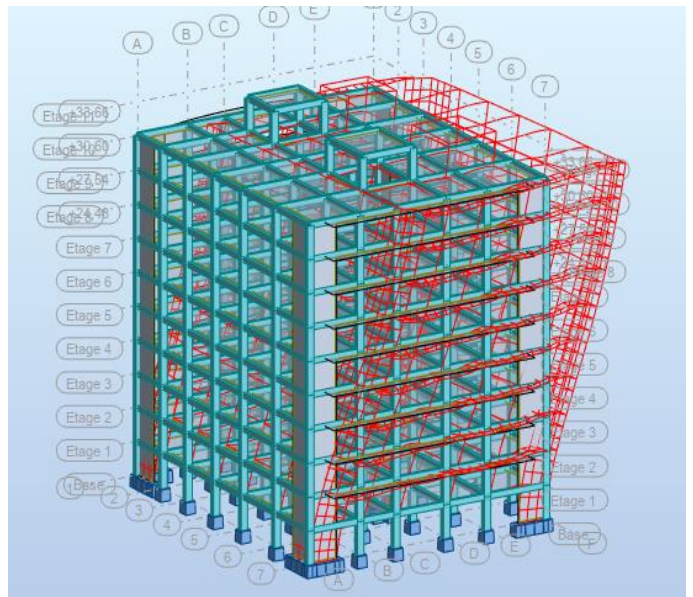
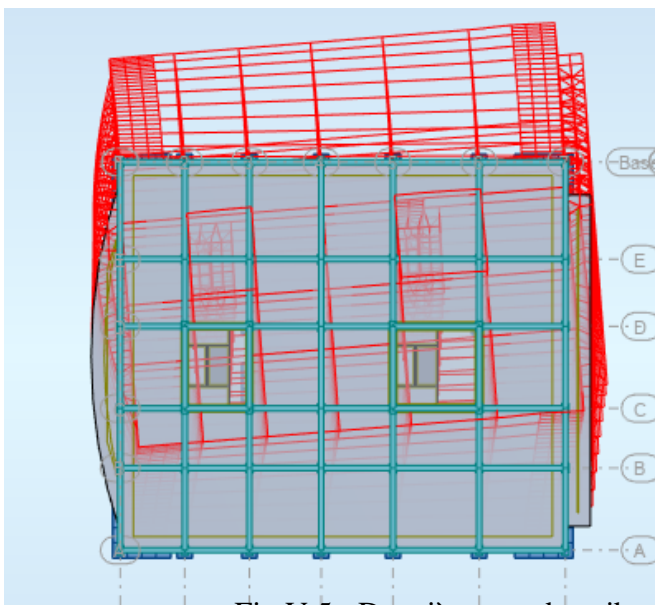


Fig.V.5 : Deuxième mode evibration:Vue en 3D etenplan (T=0,76 sec).



3<sup>ème</sup> Mode:

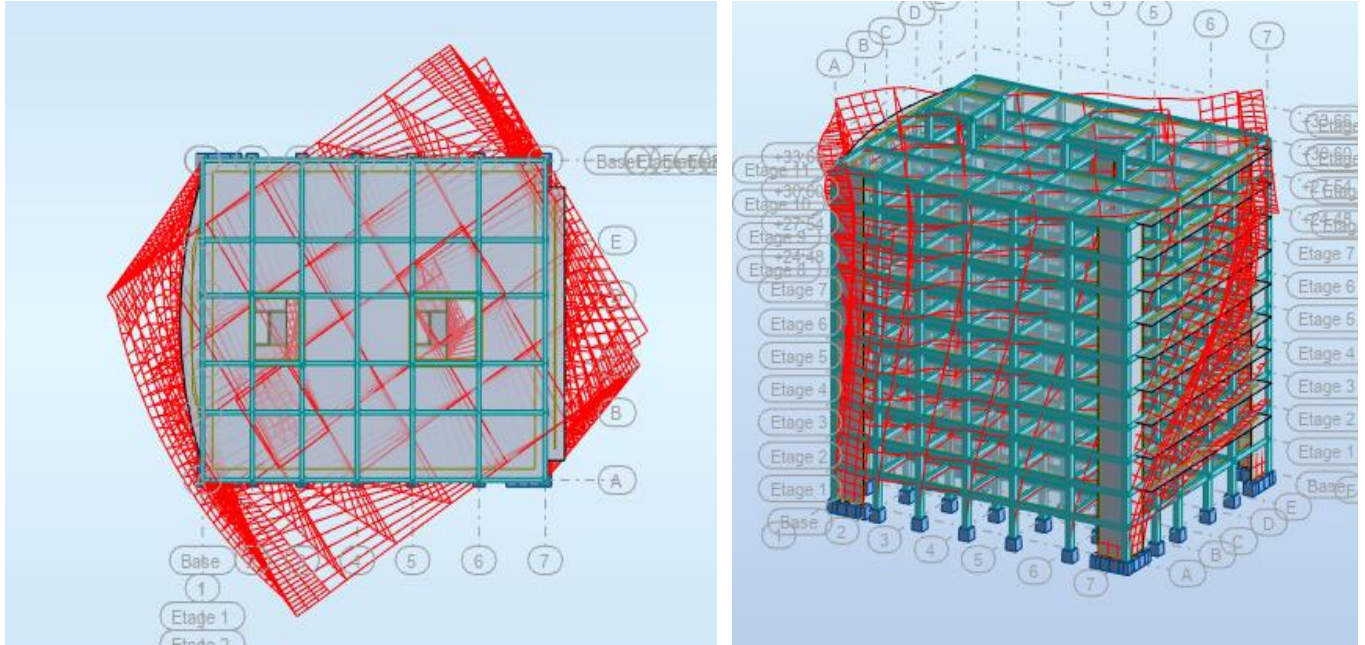


Fig.V.6 : Troisième mode de vibration :Vueen3Deten plan (T=0,59 sec).

Fig. V.10.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

**IV.4.Distribution des Forces Sismiques :**

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

- Sens longitudinal :  $F_{TX} = F_i$

Etage	FtX [kN]	FtX sur les poteaux [kN]
RDC	3225,65	957,37
1	3179,40	1100,43
2	3052,61	1336,16
3	2868,92	1434,67
4	2642,96	1443,91
5	2370,81	1387,66

6	2048,23	1283,33
7	1674,98	1148,55
8	1231,78	969,13
9	675,60	988,61

Tableau : Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

- **Sens transversal :**

Etage	FtY [kN]	FtY sur les poteaux [kN]
<b>RDC</b>	3041,41	925,76
<b>1</b>	2999,11	1054,89
<b>2</b>	2883,17	1262,1
<b>3</b>	2712,28	1336,57
<b>4</b>	2497,14	1326,21
<b>5</b>	2233,56	1254,65
<b>6</b>	1918,98	1139,89
<b>7</b>	1556,45	999,39
<b>8</b>	1133,52	825,89
<b>9</b>	3041,41	925,76

Tableau : Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

**Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).**

- { \_ Les sollicitations verticales totales de la structure : 81232.80KN.
- { \_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 15501.20KN.

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{15501.20}{81232.80} = 19.08 \% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### Sens-x

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{957.37}{3225.65} = 29.67 \% > 25 \% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**Sens-y**

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{925.76}{3041.41} = 30.43 \% > 25 \% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- **DONC** : La condition de l'interaction portique-voile est vérifier.

**Remarque:** La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

- **Effort tranchent de la base :**

$$V_x=322.565 \text{ t.}; \quad V_y=304.141 \text{ t.}$$

- ❖ **Vérfications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

- ❖ **Résultante des forces sismiques à la base  $V_t$**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit :  $V_t > 0.8 V$  Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X.....  $V_t = V_x = 322.565 \text{ t.}$
- Effort sismique dans le sens Y.....  $V_t = V_y = 304.141 \text{ t.}$

**IV.5.Calcul Des Actions Sismiques** (Selon Méthode Statique Equivalente) :R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$



\_ **V** : Effort tranchant a la base.

\_ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau : coefficient d'accélération de zone A.

Zone I a, Groupe 2  $\Rightarrow A = 0.10$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta_0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} T \geq 3.0s \end{cases}$$

\_ **T2** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

\_ **\eta**: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[\left(\frac{7}{2}\right) + \xi\right]} \geq 0.7$$

(Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau : Valeurs de  $\xi$  (%)

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \boxed{\eta = 0.88}$$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- période fondamentale  $T_x(\text{dyn}) = 0.87 \text{ s}$
- La période fondamentale  $T_y(\text{dyn}) = 0.76 \text{ s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par

$$\text{les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003 } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31**  $\rightarrow C_T = 0,050$

$D$  : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times 30.60^{3/4} = 0.650 \text{sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{31.35}} = 0.491 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.491; 0.650) = 0.491 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{26.35}} = 0.536 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.536; 0.650) = 0.536 \text{ sec}$$

$$T_{ex} \times 1.3 = 0.491 \times 1.3 = 0.638 \text{ sec}$$

$$T_{ey} \times 1.3 = 0.536 \times 1.3 = 0.696 \text{ sec}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale :  $T_x = 0.638 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$ )
- Sens transversale :  $T_y = 0.696 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$ )

**Donc:  $T_x = 0.638 \text{ s}$  ,  $T_y = 0.696 \text{ s}$**

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.638)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.87$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.696)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.76$$

\_ **Q** : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule : **Q = 1 + ΣP<sub>q</sub>**

On trouve : **Q=1.2** ————— **Tableau IV.1**

\_ **R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile) =====> **R= 5.**

$W$  : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

$W_{G_i}$ : Poids dû aux charges permanentes

$W_{Q_i}$ : La charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

- Pour un bâtiment a usage d'habitation ( $\beta = 0.20$ ).

- Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Calcul Automatique ROBOT	
Etage	Masse [kg]
RDC	414686,50
1	408409,60
2	409463,40
3	409463,40
4	409463,40
5	409463,40
6	409463,40
7	409463,40
8	403921,90
9	407238,35
<b>Totale</b>	<b>411833,00</b>

Tableau : Le poids total de la structure.

Donc :  $W = 4118330,00 \text{ Kg} = 4118,33 \text{ KN}$

Alors :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

**Tableau récapitulatif :**

Sens	A	R	D	Q	W (t)	V <sub>Statique</sub> (t)
<b>Longitudinal (XX)</b>	0.10	5	1.87	1.2	4118.33	386,463
<b>Transversal (YY)</b>	0.10	5	1.76	1.2	4118.33	363,730

Effort sismique dans le sens X,  $V_{X_{dyn}} = 322.565t$ .  
 Effort sismique dans le sens Y,  $V_{Y_{dyn}} = 304.141t$ .

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

Sens longitudinal:  $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{322.565}{386.462} = 0.83 > 0.8 \quad \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$   
Sens transversal :  $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{304.141}{363.730} = 0.83 > 0.8 \quad \longrightarrow \text{Condition Vérifier..}$

**- Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99\_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{array} \right.$$

$F_i$  : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau i.

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque  $j$ .

$W_i, W_j$  : Poids revenant

$V_x = 3225.65 \text{ KN}$

- Sens transversal:**

$V_{\text{dyn}} = 322.565 \text{ t}$

$T_x = 0,70 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$

Niveau	$W_i(t)$	$h_i(m)$	$V_x(t)$	$W_i \cdot h_i$	$F_i(t)$
9	784,69	3.06	322,565	2401,15	5,301
8	868,41	6.12	322,565	7981,67	11,732
7	869,46	9.18	322,565	7981,64	17,620
6	869,46	12.24	322,565	10642,19	23,493
5	869,46	15.3	322,565	13302,74	29,366
4	869,46	18.36	322,565	15963,29	35,240
3	869,46	21.42	322,565	18623,83	41,113
2	869,46	24.48	322,565	21284,38	46,986
1	873,92	27.54	322,565	24067,76	53,131
RDC	867,24	30.60	322,565	26537,54	58,583
			$\Sigma W_i \cdot h_i$	<b>146429,25</b>	<b>322,565</b>

Tableau V.8 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens X).

- Sens longitudinal:

$$V_{dyn}^y = 304.141t$$

$$T_y = 0,62 \text{sec} \leq 0,7 \text{sec} \quad \square Ft = 0$$

<i>Niveau</i>	$W_i(t)$	$h_i(m)$	$V_y(t)$	$W_i \cdot h_i$	$F_i(t)$
9	873,92	3.06	304,141	4179,00	4,998
8	869,46	6.12	304,141	6418,53	11,062
7	869,46	9.18	304,141	798,43	16,613
6	869,46	12.24	304,141	12054,32	22,151
5	869,46	15.3	304,141	14872,21	27,689
4	869,46	18.36	304,141	17690,10	33,227
3	869,46	21.42	304,141	20508,00	38,765
2	869,46	24.48	304,141	23325,89	44,303
I	868,41	27.54	304,141	26143,78	50,096
RDC	868,24	30.60	304,141	30749,22	55,237
			$\Sigma W_i \cdot h_i$	<b>165177,22</b>	<b>304,14</b>

Tableau V.9 :Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sensY).

**IV.6.Vérification des déplacement :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

$\delta_k$  : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

$\Delta_k$ : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$ .

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

$\Delta_{adm}$ :Déplacement admissible(égale à (1%he= 0,01 he).

- **Sens transversal:**

<i>Niveau</i>	<i>H<sub>e</sub></i> (m)	<i>δ<sub>k</sub></i> (cm)	<i>Δ<sub>k</sub></i> (cm)	<i>Δ<sub>adm</sub></i> (cm)	<i>Observation</i> <i>Δ<sub>k</sub> ≤ Δ<sub>adm</sub></i>
RDC	3,06	0,32	0,32	3,06	Condition vérifiée
1	3,06	0,95	0,63	3,06	Condition vérifiée
2	3,06	1,74	0,79	3,06	Condition vérifiée
3	3,06	2,61	0,87	3,06	Condition vérifiée
4	3,06	3,50	0,89	3,06	Condition vérifiée
5	3,06	4,37	0,87	3,06	Condition vérifiée
6	3,06	5,18	0,81	3,06	Condition vérifiée
7	3,06	5,92	0,74	3,06	Condition vérifiée
8	3,06	6,58	0,66	3,06	Condition vérifiée
9	3,06	7,16	0,58	3,06	Condition vérifiée

Tableau V.10 :Les déplacements dus aux forces sismiques(sens X).



- Sens longitudinal :

Niveau	$h_e$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_{adm}$ (cm)	Observation $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	3,06	0,28	0,28	3,06	Condition vérifiée
1	3,06	0,81	0,53	3,06	Condition vérifiée
2	3,06	1,46	0,66	3,06	Condition vérifiée
3	3,06	2,17	0,71	3,06	Condition vérifiée
4	3,06	2,89	0,71	3,06	Condition vérifiée
5	3,06	3,57	0,68	3,06	Condition vérifiée
6	3,06	4,19	0,62	3,06	Condition vérifiée
7	3,06	4,74	0,56	3,06	Condition vérifiée
8	3,06	5,23	0,48	3,06	Condition vérifiée
9	3,06	5,66	0,43	3,06	Condition vérifiée

Tableau V.11:Les déplacements dus aux forces sismiques(sens Y).

Tableau :Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Donc :** Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

#### IV.7.Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P- $\Delta$ :RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

–  $\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

–  $V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau k.

–  $h_k$ : Hauteur de l'étage k

• **Senstransversal:**

Niveau	$W$ (t)	$P_k$ (t)	$\Delta_k$ ( m)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta_k$	Vérification $0,10 < \theta_k \leq 0,20$
9	867,24	867,24	0,0032	675,6	3,06	0,0013	Condition vérifiée
8	868,41	1735,65	0,0063	1231,78	3,06	0,0029	Condition vérifiée
7	868,41	2604,06	0,0079	1674,98	3,06	0,0040	Condition vérifiée
6	868,41	3472,47	0,0087	2048,23	3,06	0,0048	Condition vérifiée
5	868,41	4340,88	0,0089	2370,81	3,06	0,0053	Condition vérifiée
4	868,41	5209,29	0,0087	2642,96	3,06	0,0056	Condition vérifiée
3	868,41	6077,7	0,0081	2868,92	3,06	0,0056	Condition vérifiée
2	868,41	6946,11	0,0074	3052,61	3,06	0,0055	Condition vérifiée
1	868,41	7814,52	0,0066	3179,4	3,06	0,0053	Condition vérifiée
RDC	784,69	8599,21	0,0032	3225,65	3,06	0,0051	Condition vérifiée

Tableau V.12: Vérification à L'effet(P- $\Delta$ ) sens transversal.

**Sens longitudinal:**

Niveau	$W$ (t)	$P_k$ (t)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta_k$	Vérification $0,10 < \theta_k \leq 0,20$
9	867,24	867,24	0,0028	616,06	3,06	0,0013	Condition vérifiée
8	868,41	1735,65	0,0053	1133,52	3,06	0,0027	Condition vérifiée
7	868,41	2604,06	0,0066	1556,45	3,06	0,0036	Condition vérifiée
6	868,41	3472,47	0,0071	1918,98	3,06	0,0042	Condition vérifiée
5	868,41	4340,88	0,0071	2233,56	3,06	0,0045	Condition vérifiée
4	868,41	5209,29	0,0068	2497,14	3,06	0,0046	Condition vérifiée
3	868,41	6077,7	0,0062	2712,28	3,06	0,0046	Condition vérifiée
2	868,41	6946,11	0,0056	2883,17	3,06	0,0044	Condition vérifiée
1	868,41	7814,52	0,0048	2999,11	3,06	0,0041	Condition vérifiée
RDC	784,69	8599,21	0,0043	3041,41	3,06	0,0040	Condition vérifiée

Tableau V.12: Vérification à L'effet (P- $\Delta$ ) sens longitudinal .

Alors :  $\theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- $\Delta$ ) est négligeable pour les deux directions.

**IV.8. Vérification au Renversement:**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- $M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

-  $W$  : le poids total de la structure.

-  $L$  : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).  $L=20.05m$ .

- $M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- Sens transversal:

$$M_s = W \times L / 2 = 4118,33 \times 31,35 / 2 = 134977,73 \text{ t.m.}$$

<i>Niveau</i>	<i>F<sub>i</sub>(t)</i>	<i>h<sub>i</sub>(m)</i>	<i>F<sub>i</sub> × h<sub>i</sub>(t.m)</i>
<i>RDC</i>	55,237	3,06	15,294
<i>1</i>	50,096	6,12	67,699
<i>2</i>	44,303	9,18	152,507
<i>3</i>	38,765	12,24	271,128
<i>4</i>	33,227	15,30	423,642
<i>5</i>	27,689	18,36	610,048
<i>6</i>	22,151	21,42	830,346
<i>7</i>	16,613	24,48	1084,537
<i>8</i>	11,062	27,54	1379,644
<i>9</i>	4,998	30,60	1690,252
<b><math>M_r = \sum F_i \times h_i</math></b>			<b>18880,18</b>

Tableau V.14: Le moment renversement provoqué par l'effort sismique sens(X).

**Vérifications:**

**Vérifications :**  $\frac{M_s}{M_r} = \frac{134977,73}{18880,18} = 7.15 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$

- **Sens longitudinal :**

$$M_s = W \times L / 2 = 4118,33 \times 26.35 / 2 = 113450,18 \text{ t.m.}$$

Niveau	$F_i(t)$	$h_i(m)$	$F_i \times h_i(t.m)$
RDC	58,583	3,06	16,221
1	53,131	6,12	71,800
2	46,986	9,18	161,752
3	41,113	12,24	287,554
4	35,24	15,30	449,300
5	29,366	18,36	647,006
6	23,493	21,42	880,640
7	17,62	24,48	1150,217
8	11,732	27,54	1463,228
9	5,301	30,60	1792,640
$M_r = \sum F_i \times h_i$			<b>19989,88</b>

Tableau V.15: Le moment renversement provoqué par l'effort sismique sens(Y).

**Vérifications :**  $\frac{M_s}{M_r} = \frac{4118,33}{19989,88} = 5.67 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$

**-DONC :** La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

**IV.9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:**

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

**9.1. Centre de gravité des masses :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- $M_i$  : la masse de l'élément i.
- $X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

**9.2. Centre de gravité des rigidités:**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après  
Avec :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

- I<sub>y</sub>: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X<sub>i</sub> : Abscisse de l'élément I<sub>y</sub>.
- I<sub>x</sub>: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y<sub>i</sub> : Ordonnée de l'élément I<sub>x</sub>.

**9.3. L'excentricité:**

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

**9.3 .1. L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

**e<sub>x</sub>** : Excentricité théorique suivent x.

**e<sub>y</sub>** : Excentricité théorique suivent y.

**9.3 .2. L'excentricité Accidentelle:**RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **± 0.05 L**, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Donc:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens-X : } e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 20.05 \Rightarrow e_{Acc} = 1.002 \approx 1m \\ \text{Sens-Y : } e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 14.72 \Rightarrow e_{Acc} = 0.736 m. \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

-Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W [t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
<b>RDC</b>	784,69	15,88 13,53 2,71	15,34 13,73 2,30	0,54	0,2
<b>1</b>	868,41	16,03 13,54 5,79	15,34 13,74 5,42	0,69	0,2
<b>2</b>	869,46	16,03 13,54 8,84	15,34 13,74 8,48	0,69	0,2
<b>3</b>	869,46	16,03 13,54 11,90	15,34 13,74 11,54	0,69	0,2
<b>4</b>	869,46	16,03 13,54 14,96	15,34 13,74 14,60	0,69	0,2
<b>5</b>	869,46	16,03 13,54 18,02	15,34 13,74 17,66	0,69	0,2
<b>6</b>	869,46	16,03 13,54 21,08	15,34 13,74 20,72	0,69	0,2
<b>7</b>	869,46	16,03 13,54 24,14	15,34 13,74 23,78	0,69	0,2
<b>8</b>	873,92	16,01 13,54 27,21	15,34 13,74 26,84	0,68	0,2
	867,24	16,10 13,58 30,30	15,34 13,77 29,92	0,76	0,19

Tableau:Caractéristiques Massique de la Structure.

-Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx[m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	31.35	26.35	1,5675	1,3175
Service	31.35	26.35	1,5675	1,3175

2	31.35	26.35	1,5675	1,3175
3	31.35	26.35	1,5675	1,3175
4	31.35	26.35	1,5675	1,3175
5	31.35	26.35	1,5675	1,3175
6	31.35	26.35	1,5675	1,3175
7	31.35	26.35	1,5675	1,3175
8	31.35	26.35	1,5675	1,3175
9	31.35	26.35	1,5675	1,3175

Tableau:L'excentricité Accidentelle des Etages.

**IV.10 : conclusion :**

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2019, ces résultats

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour

Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).



**VI. Ferrailage des éléments porteurs :****VI.1. Introduction :**

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

**VI.2. Les combinaisons d'actions :**

- **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

- **Règlement RPA 99(V2003) :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

**- Pour le portique :**

- **Les poteaux :**

$$\text{À l'ELU : } 1,35G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q + E \dots\dots\dots (\text{RPA99 V2003})$$

$$0,8 G \pm E$$

**Sachant que :**

- La combinaison  $(0,8G \pm E)$  donne un effort normal minimum et un moment correspondant  $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$ .

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- **Les poutres :**

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q + E \quad \dots\dots(RPA99 \text{ v}2003)$$

$$0,8G \pm E$$

- La combinaison (G + Q + E) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison (0.8G ±E) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif.

- Les voiles :

$$G + Q + E \quad \dots\dots(RPA99\text{v}2003)$$

$$0.8G \pm E$$

### VI.3. Ferrailage des éléments porteurs :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

#### VI.3.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

❖ **calcul du ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

- **Le Moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL :**

- ELU : 1,35G + 1,5 Q

- EL.S : G + Q

- **Selon le RPA99 :**

- G + Q + E → N<sub>corr</sub>)

- 0,8 G ± E (N<sub>min</sub> → M<sub>corr</sub>)

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

- **Recommandation de (RPA 2003) :**

1/ Pourcentage minimal (zone I) : 0,7 %

2/ Pourcentage maximal : 4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).

- **Armatures transversales :**

➤ **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} )$

3/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7L$ )

➤ **RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$  Si  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t \leq \min (10 \phi_1, 15 \text{ cm} )$

- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_1$

$\phi_\ell$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

**-Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d’actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d’après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D’après le (RPA99ver 2003) art.5.2 :

-  $G + Q + E$  ..... (5-1)

-  $0.8 G \pm E$  ..... (5-2)

D’après le BAEL 91 :

$1.35 G + 1.5 Q$

La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’efforts internes

$N_{min}$  :  $M_{\text{correspondant}}$

$N_U$ ;  $N_{\text{correspondant}}$

**Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 55×70) :

$c = c' = 4\text{cm}$ ;  $s = 55 \times 70 \text{ (cm)}$ ; acier  $F_e E400$ ;  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$  ;  $L = 3.06\text{m}$  : hauteur totale du Poteau.

ELU	G+Q+E		0,8G+E	ELS
$M_{COR}$ (KN.M)	$N_{COR}$ (KN)1	$N_{MIN}$ (KN)	$M_{COR}$ (KN.M)	$M_{COR}$ (KN.M)
60.76	3048.11	17.68	9.85	17,34

**-Ferrailage longitudinal :**

$M_{corr} = 60760\text{N.m}$  ;  $N_U = 411833\text{N}$

$N_{min} = 17680 \text{ N}$  ;  $M_{corr} = 9850 \text{ N.m}$

## ❖ (ELU):

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224\text{cm}$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{60760}{411833} = 0.015\text{m} = 1.50\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.5 = 3.5\text{cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$l$  : hauteur totale du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$h$  : longueur de section de poteau ( $55 \times 70$ )  $\text{cm}^2 \Rightarrow h = 70$   $b = 55\text{cm}$

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\frac{2.142}{0.55} = 3.89 < \max (15 ; 12)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \cdot \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \frac{2.142}{0.70} = 10.58$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.58}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 2 \times 0.83) = 0.01m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.5 + 1 = 2.5$$

$$e = 2.5cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} \cdot e = 4118.33 \times 0.025 = 100,15 \text{ KN.m}$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 4006.37 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 100.15 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 4) \cdot 55 \times 70 \times 14.2 = 1112534,5 \text{ N.m}$$

$$A = 1112,53 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 100.15 + 4118.33 \left( 0.46 - \frac{0.70}{2} \right) = 540,85 \text{ KN.m}$$

$$B = 4118.33 (0,46 - 0,04) - 540.85 = 588,94 \text{ KN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{588949}{14.2 \times 55 \times 66^2} = 0.17$$

$$\overline{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.234; \beta = 0.906)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{540850}{348 \times 0.906 \times 66} = 25.99 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25.99 - \frac{4118330}{100 \times 348} = -89.13 \text{ cm}^2$$

❖ **(G + Q + E):**

$$N_{\text{cor}} = 3048.11 \text{ KN}.$$

$$e_a = \max \left( 2cm; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224\text{cm}$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{196.36}{3048.11} = 0.06\text{m} = 6\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 6 = 8\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 2 \times 0.82) = 0.01\text{m}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 8 + 1 = 9$$

$$e = 9\text{cm}$$

$$N_{\text{corr}} = 3048.11\text{KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{corr}} \cdot e_t = 3048.11 \times 0.09 = 274,33\text{KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 3048.11\text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 274,33\text{KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 4) 55 \times 70 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 144,94 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 274.33 + 3048.11 \left( 0.46 - \frac{0.70}{2} \right) = 609,62 \text{ KN.m}$$

$$B = 3048.11 (0.68 - 0.04) - 609.62 = 1280,20 \text{ KN.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b.d^2} = \frac{609620}{18.5 \times 55 \times 66^2} = 0.137$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5\text{Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400\text{Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.183; \beta = 0.927)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{609620}{400 \times 0.927 \times 66} = 24.91\text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 24.91 - \frac{304811}{100 \times 400} = -51.29\text{cm}^2$$

- Vérification des sections : RPA (99ver2003)



❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min}=0.7\% ( h \times b )= 0.007(55 \times 70) = 26,95\text{cm}^2 \quad \text{Zone I}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 66 \times 55 \times 2.1}{400} = 4.38\text{cm}^2$$

On adopte : 6HA20+4HA16=20.60cm

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
ELU	25.99	26,95	4.38	4HA20+8HA16 =28,65cm <sup>2</sup>
G+Q+E	<b>24.91</b>			

- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$

➤ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser}=2911.71\text{KN}; M_{ser}=17.34\text{KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{17.34}{2911.71} = 0.059\text{m} \quad e_0 = 0.059 < \frac{h}{6} = \frac{0.70}{6} = 0.116$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 55 \times 70 + 15(28,65) = 4279,75\text{cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$= \frac{1}{4279,75} \left[ \frac{55 \times 70^2}{2} + 15(14,325 \times 4 + 14,325 \times 66) \right] = 35 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 35 = 35 \text{ cm}$$

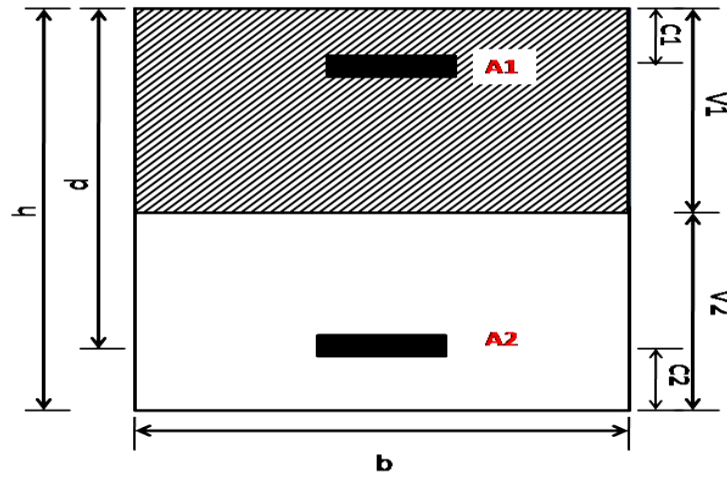


Fig.VI.01.section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3}(35^3 + 35^3) + 15[14,325(35 - 4)^2 + 14,325(35 - 4)^2] = 1985073,083 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 31.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1470720}{100 \times 2877.10} = 5.11 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{31140}{657102.33} = 0.047$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.11 + 0.047 \times 25 = 6.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6.29 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.11 + 0.047(25 - 4)] = 91.46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.11 - 0.047(46 - 25)] = 61.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 91.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 61.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

**- Armatures transversales :****- Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q + E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 180.41 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{180.41 \times 10^3}{550 \times 660} = 0.497 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,497 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

**-Calcul d'armature transversale:**

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

$$\text{l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 \times L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.55} \text{ ou } \frac{2.142}{0.70} \right) \lambda_g = (3.894) < 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{ cm})$ ..... En zone I **RPA99/ver2003.[ Art .7.4.2.2]**

en prend  $t = 10$  cm

❖ La zone courante :  $(S_t \leq 15\phi_t)$ ..... En zone I **RPA99/ver2003.[ Art .7.4.2.2]**

$\phi_t$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

-En prend  $S_t = 15$  cm dans la zone courante.

-Alors :

**en zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 180410 \times 0.10}{70 \times 400} = 2.41\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.41 \text{ cm}^2$$

**en zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 180410 \times 0.15}{70 \times 400} = 3.62\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.62 \text{ cm}^2$$

Soit (6 HA10)  $A = 4.71$

**-Vérification des cadres des armatures minimales :**

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale**  $t = 10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{4.71}{10 \times 55} = 0.85\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65\text{cm}^2$  Alors la condition est vérifiée.

**Dans la zone courant :**  $t = 15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{4.71}{15 \times 55} = 0.85\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47\text{cm}^2$  Alors la condition est vérifiée.

- **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$  Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10cm)$

$St \leq \min (30cm ; 40 \text{ cm} ; 60cm)$  Condition Vérifier

**- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

S <sub>POT</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CAL</sub> (Cm <sup>2</sup> )	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )
50x50	20	4HA20+8HA16	20.60

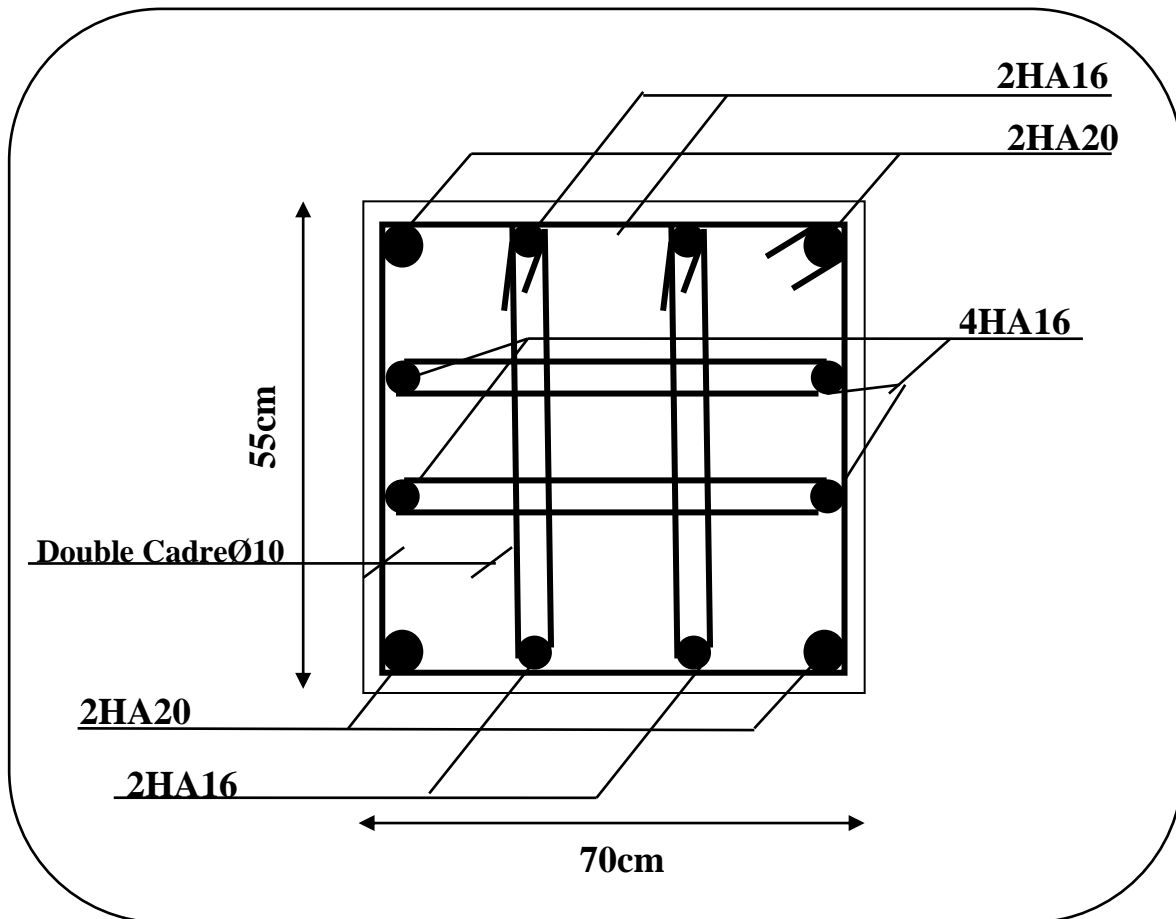


Fig.VI.02.Coupe de ferrailage de section de poteau.

**VI.3.2. ferrailage des poutres :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrillage est obtenu à l'état limite ultime

« ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

- En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL91 :**

**ELU :**            **1.35G + 1.5Q** .....en travée.

- **Selon RPA99/2003 :**

**G +Q + E**..... sur appui

**0.8G ± E**.....en travée

- **Recommandation RPA99/version2003:**

**-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les foers latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

-  $40\phi$  en zone I

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

- **Ferrillage longitudinale des poutres :**

- **Pour les poutres principales :**

$S = 35 \times 55 \text{ cm}^2$ .

$$\phi \geq \frac{h}{10}, \quad \phi \geq \frac{55}{10} = 5.25 \text{ cm}, \quad c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad c \geq 1 + \frac{5.25}{2} = 3.62 \text{ cm}$$

$C=4 \text{ cm}$

- **Pour les poutres secondaires (chinages)**

$S = 35 \times 50 \text{ cm}^2$ .

$\emptyset \geq \frac{h}{10}, \emptyset \geq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}, c \geq 1 + \emptyset/2 \quad c \geq 1 + 5/2 = 3.5 \text{ cm}$

$C=4\text{cm}$

$f_{su} = f_e E 400 \text{ Mpa}$ .

• **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

• Condition de non fragilité :

$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$  (BAEL91.A.4.2)

$A_{\min} \geq 0,23 \times 35 \times 51 \times \frac{2.1}{400} = 2.15 \text{ cm}^2 \dots\dots$  Poutre principale

$A_{\min} \geq 0,23 \times 35 \times 46 \times \frac{2.1}{400} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots$  Poutre principale

• Le pourcentage minimal d'armature :

**Selon BAEL91 :**

$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$  (BAEL91.B.6.4)

$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 55 \times 35 = 1.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  poutre principale

$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 35 = 1.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  poutre secondaire

**Selon PPA99/2003 :**

$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h$  (art. 7.5.2.1)

$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% 35 \times 55 = 9.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  pour la poutre principale

$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  pour la poutre secondaire

• **calcul le ferrailage:**

**-En Travée**

**E.L.U :** Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Poutre principale</b>	145300	0.112	0.392	0.149	0.940	8.70
<b>Poutre secondaire</b>	87870	0.083	0.392	0.108	0.956	5.74

**E.L.S :** Combinaison (G + Q).

	$M_U \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	$\alpha$	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	<b>Condition</b>
--	---------------------	-------------------------	----------	----------	----------------	------------------

<b>Poutre</b>	145300	105340	0.149	1.38	0.440	vérifiée
<b>Poutre</b>	87870	63630	0.108	1.38	0.440	vérifiée

**Tableau Récapitulatif**

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPa}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	8.70	1.92	9.62	1.92	3T16+3T14=10. 65
<b>Poutre secondaire</b>	5.74	1.75	8.75	1.75	3T14+3T14=9.2 4

**Sur Appuis**

**-Combinaison (G + Q + E).**

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	226520	0.1345	0.392	0.180	0.928	17.43
<b>Poutre secondaire</b>	193310	0.1410	0.392	0.189	0.924	14.94

**Tableau Récapitulatif**

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPa/2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	17.43	1.92	9.62	1.92	6T20= 18.85
<b>Poutre secondaire</b>	14.94	1.75	8.75	1.75	3T20+3T16=15.4 5

**Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

**-Les Poutres Principales**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0846 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0105 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$

**-Les Poutres Secondaires**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0833 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{15.45}{35 \times 46} = 0.00959 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$



- **Ferrailage des armatures transversales :**

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

On doit vérifier que  $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$  avec :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- ✓ on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

- **Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 128.15KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{128150}{350 \times 510} = 0.717Mpa < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

- **Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 104.83KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{104830}{350 \times 460} = 0.651Mpa < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

**- Disposition constructives :**

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} \rightarrow s_t = 10cm$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} s_{t1} = 55/2 = 27.5cm \\ s_{t2} = 50/2 = 25cm \end{array} \right.$$

$$s_t \leq \min \{ 0.9d ; 40cm \} \quad \left\{ \begin{array}{l} s_{t1} \leq \min \{ 45.9 ; 40 \} cm \\ s_{t2} \leq \min \{ 41.40 ; 40 \} cm \end{array} \right.$$

$$\rightarrow s_{t1} = s_{t2} = 15cm$$

- **Les armatures transversales :**

**- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

**-Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 1,05 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

**➤ Les Poutres Secondaires**

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 13,75\text{cm.}$$

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (45,90\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

**-Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 7,5 \times 35 = 0,787 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0,787 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

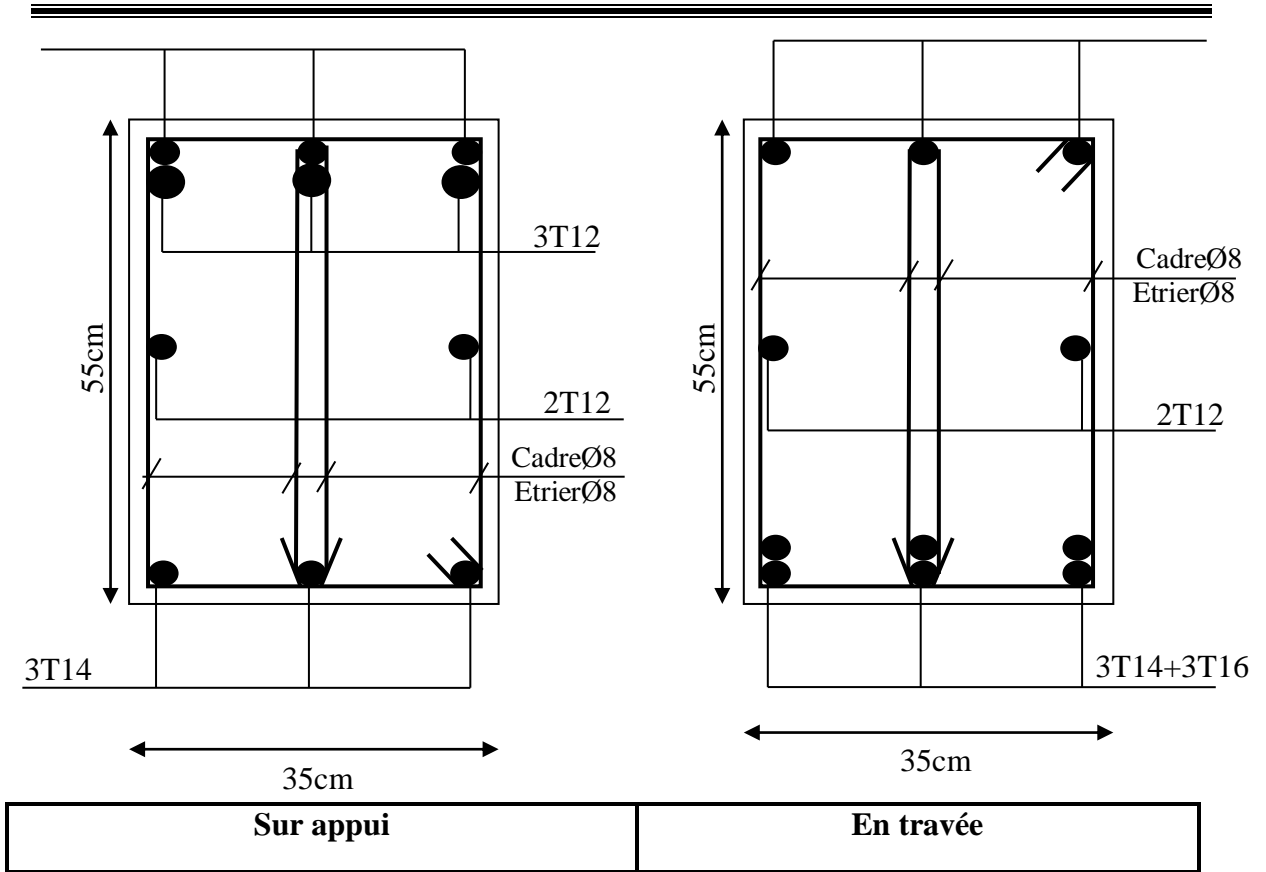


Fig. VI.03. Ferrailage de la poutre principale.

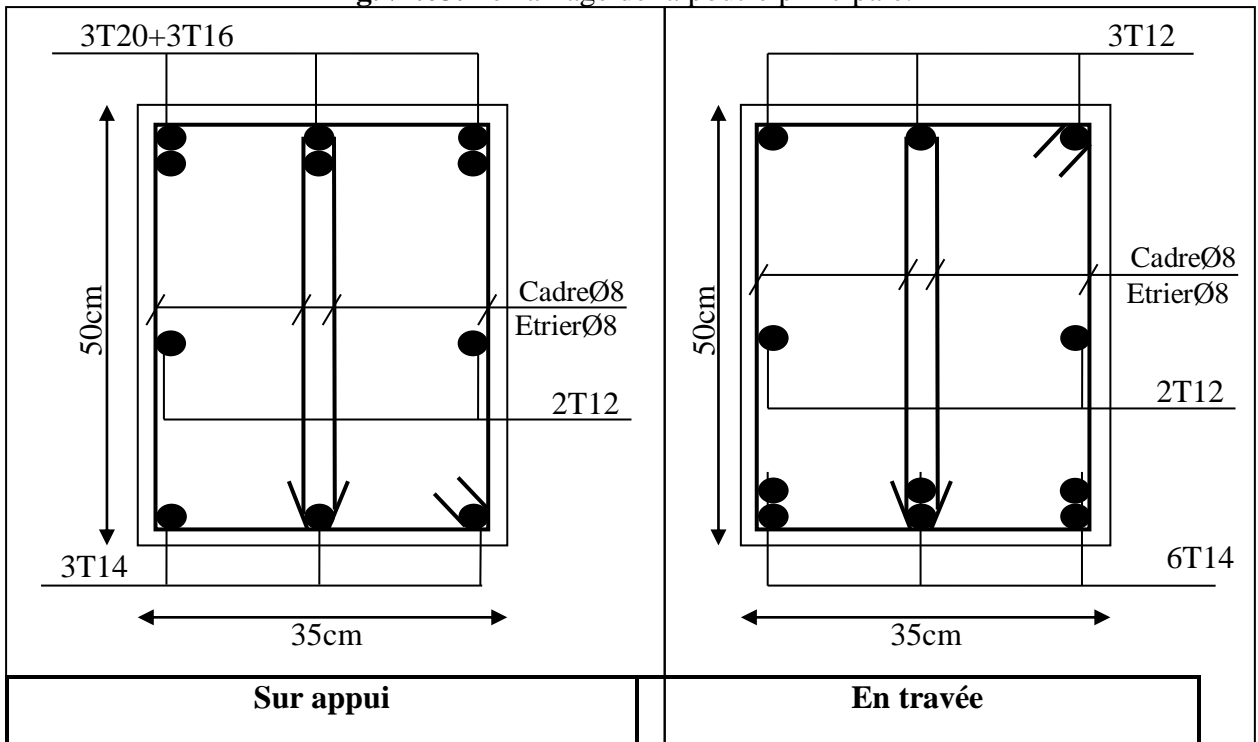


Fig. VI.04. Ferrailage de la poutre secondaire.

---

---

## VI.4.Ferraillage Des Voiles :

### 4.1.Voiles pleins :

#### 4.1.1. Ferraillage vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
  - En zone courante égale a 0.10%.
6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

#### 4.1.2. Ferraillage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

$\phi$  :Diamètre des barres horizontales .

#### - Règles communes :

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5a$  (a : Epaisseur du voile).
- $S \leq 30\text{cm}$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassé  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de  $40\phi$  pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- **Armatures transversals :**
  - Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

#### 4.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

##### - Ferrailage vertical:

##### ➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

##### -Etapas de calcul :

##### - Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ ).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ ).

##### - Calcul des sections suivant leurs natures :

➤ **Section entièrement tendue** : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**-Remarque** : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée** : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$\text{Avec:} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\% \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont

données par :  $A=0$  ;  $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s}$  Avec :  $\Psi =$

$$\frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

➤ la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

**Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

$$\diamond 1^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond 2^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h.$$

$$\diamond 3^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

#### 4.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$

- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q + N_E$

- $M = M_G + M_Q + M_E$

#### 4.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N_{\min} = 0,8N_g + N_e. (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$

- $M = 0,8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité



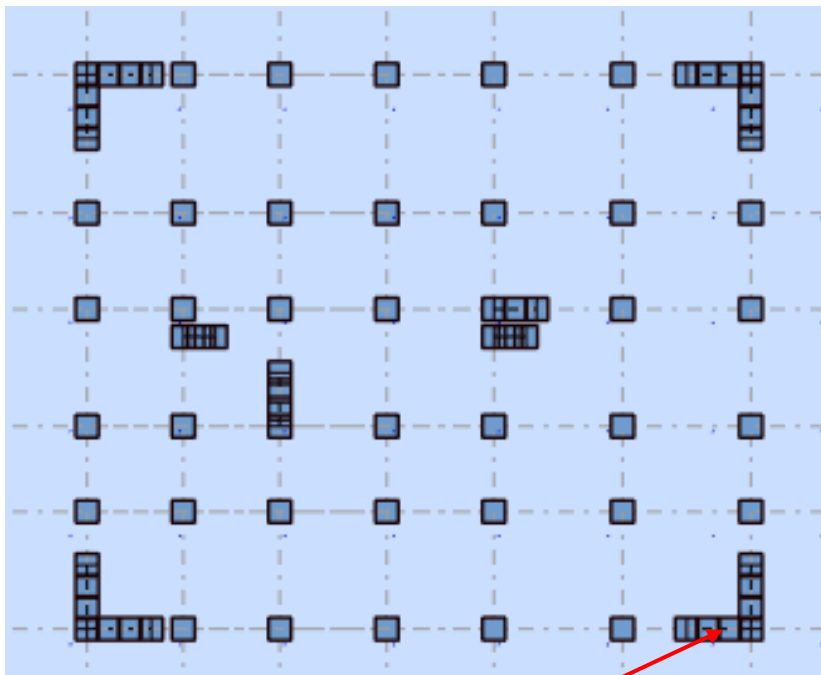
c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

#### 4.5.exemple de Calcul:

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

Fig.VI.05.disposition des voiles.

**Calcul de la section d'armature :** selon les règles **BAEL 91**

**-Armatures verticales :**

G+Q+ E

Niveau	T(KN)	N(KN)
RDC	183.41	376.75

→  $N_{corr} = 376.75 \text{KN}$

$$h = 3.06 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3.01 \text{ m} ; a = 0.15 \text{ m}$$

Determination de l'excentricité  $e$  :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{795.33}{376.75} = 2.11 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 307 - 0.81 \times 5) \times 15 \times 307 \times 14.2$$

$$A = 6500.454 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 795.33 + 376.75 \times (3.02 - \frac{3.07}{2}) = 1354.80 \text{ KN.m}$$

$$B = 376.75 (3.02 - 0.05) - 1354.80 = -235.85 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**-Verification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 2.11}{3.07} = 13.75$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3.07} = 0.498$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \{15 ; 13.75\} \rightarrow (\text{C. V})$$

#### 4.6. Calcul de ferrailage :

**-Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_A = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1914.273 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3660.73 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 302^2} = 0.0756$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.098 : \beta = 0.961)$$

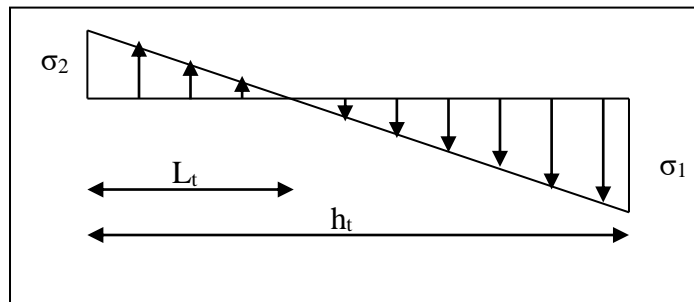
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{1914.273 \times 10^3}{400 \times 0.961 \times 302} = 16.50 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16.50 - \frac{376.75 \times 10^3}{100 \times 400} = 7.08 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{376.75 \times 10^3}{150 \times 3070} + \frac{6 \times 795.33 \times 10^6}{150 \times (3070)^2} = 4.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{376.75 \times 10^3}{150 \times 3070} - \frac{6 \times 795.33 \times 10^6}{150 \times (3070)^2} = -2.56 \text{ MPa}$$

$$0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.164 \text{ m} \geq \sigma_1$$

Alors  $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 116.4 \times 15 = 3.49 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^s = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 306 = 6.90 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

**Résultats final :**

**Dans la zone tendue :**  $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend  $A=3.49\text{cm}^2$

**En zone courante :**

$$h'=h-2lt > 0$$

$$h'=307-2\times 116.40 = 74.20\text{cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001.b.h' = 0.001\times 15\times (74.20) = 1.113\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2\times 3.49 + 1.1137 = 8.09\text{cm}^2 > A_{\min}^g = 6.90\text{cm}^2$$

**-L'espace :**

**d'après (RPA99 version 2003).art.7.7.4.1.**

$$S < \min(1.5.a ; 30\text{cm}) = \min(1.5\times 15 ; 30\text{cm})$$

On prendre :  $S=20\text{cm}$

**Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10\text{ cm}$$

On prendre :  $D=10\text{ cm}$

**-Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2.f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\dots\dots\dots(c.v) \tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 183.41 \times 10^3}{150 \times 3020} = 0.57\text{Mpa}$$

a : épaisseur du voile (a = 15 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 307cm)

**-Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

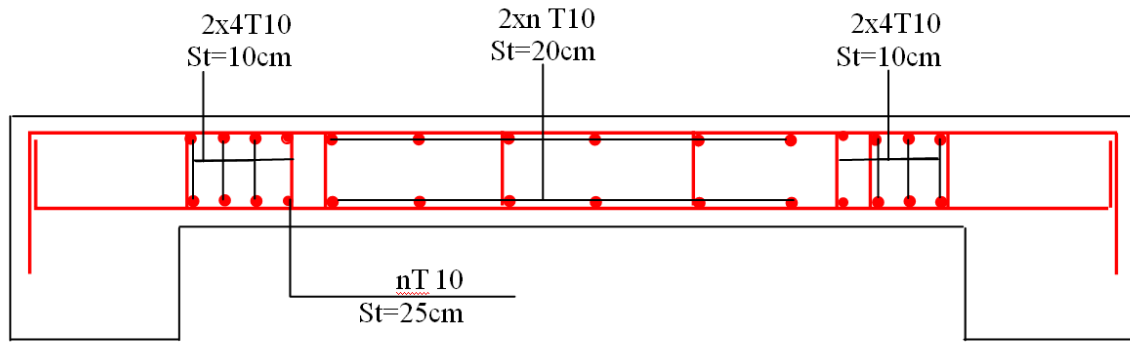
**Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25\text{cm}^2$$

**En zone courante:**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5\text{cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 4\phi 10 = 4.02\text{cm}^2 / \text{ml}$



**Fig.VI.06.** Ferrailage de la voile.

---

---

**VII.1.Introduction :**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

**1.Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

**2. Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

**3 .Étude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donnée la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
  - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
  - ☞ Jouer le rôle d'Appuis.
  - ☞ Assurer la liaison.
  - ☞ Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

---

---

**VII.2 : Etude des fondations:****2.1. Charge admissible au sol : ( $\sigma_{sol}$ )**

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.  $\sigma_{sol} = 1.70 \text{bars}$ .

**2.2 / Choix du type de fondation :**

☞ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

☞ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

⇒ (Le radier général)

---

---

### 2.3/Radiers :

#### 2.3.1.Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

#### 2.3.2.Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement

Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

#### 2.3.3Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.



**3.3.4. Justification :**

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{S_{\text{total}}} \geq 50\% \text{ (Radier général)}$$

$$P_{\text{ser}} (\text{max}) = G+Q = 1470.72\text{KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars}$$

N=Nombre de poteaux au niveau de étage = 30.

**-Surface de semelle ( $S_{\text{semelle}}$ ):**

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}} (\text{max})}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{2911.71 \times 10^{-3}}{0.17} = 17.12\text{m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 17.12 \Rightarrow A = 4.13\text{m}$$

$$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 30 \times 8.65 = 259.50\text{m}^2$$

**-Surface du bâtiment total :**

$$S^{\text{total}} = L_x \times L_y = 31.35 \times 26.35 = 826,0725\text{m}^2$$

$$\frac{295.14}{295.14} \times 100\% = 88\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

---



---

**VII.3 : Calcul le Radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

**3.3.1 / Combinaison D'action :**

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

**3.3.2 /Pré-dimensionnement :****a) Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier ( $h$ ) doit satisfaire les conditions suivantes.

**b) Condition forfaitaire :**

- Sous voiles :  $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

$h_r$ : Épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 650 \text{ cm} \Rightarrow 81.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 130 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

**-La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{650}{20} = 32.50 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

- la nervure :  $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{max}$ : distance maximal Entre deux files successives.

$$L_{max} = 6.50 \text{ m .}$$

$$b \geq 650/10 = 65 \text{ cm}$$

c) **condition de rigidité** : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- \_  $L_{max}$ : la plus grande distance entre deux poteaux.  $L_{max} = 6.50 \text{ m .}$
- \_  $L_e$ : Longueur élastique.
- \_  $E$  : Pour un chargement de long durée ;  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- \_  $I$ : Inertie de la section de radier. ( $b=1 \text{ ml}$ )
- \_  $K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MN/m}^3$
- \_  $b$ : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} ; K=4000 \text{ t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6.50^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.513 \text{ m}$$

**Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 90 \text{ cm}$  pour les nervure.

$h = 50 \text{ cm}$  pour le radier.

$b = 50 \text{ cm}$

**Vérification :**

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.028}{4000 \times 1}} = 3.10 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} = 2.89... (cv)$$

### 3.3.3 / Calcul de la surface minimale du radier:

#### Détermination des efforts

ELU:  $N_u = 49315.08$  KN

ELS:  $N_s = 36016.42$  KN

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 41183,3 / 1,33 \times 170 = 182.14 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{30177,9}{1,33 \times 170} = 133.14 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 826,07 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 182.14 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment  $>$  a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$ : longueur en plan (31.35 m).

$L_y$ : largeur en plan (26.35 m).

#### Calcul de débordement D :

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm})$ . Où:  $h_r = 0.5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm})$ .

On prend  $D = 0.4$  m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 295.14 + 0.4 \times 2 \times (31.35 + 26.35) = 322.96 \text{ m}^2$$

#### -Poids du radier

$$G = (322.96 \times 0.7 \times 25) = 5651.80 \text{ KN}$$

**-Combinaison d'action**

$$N_u = 41183.3 + 1.35 (5651.80) = 48813.23 \text{ KN}$$

$$N_s = 30177.9 + 5651.80 = 35829.7 \text{ KN}$$

**VII.4. Vérifications de radier :**

**4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{41183.3 \times 1}{322.96} \cdot \frac{4.55}{2} = 290.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{290.09 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.64 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**4.2/Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

**Avec :**

$N_u$ : Charge revenant plus chargé.

$\mu_c$ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

**Vérification pour les Voiles :** Le voile et le plus sollicitée et avec  $e=15\text{cm}$ .

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 3.07 + (2 \times 0.70)) = 10.50 \text{ m}$$

$$N_u = 1209.21 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 5512.50 \text{ KN (C.V)}$$

---

**Vérification pour les Peteau :** Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.5 + (2 \times 0.70)) = 4.8m$$

$$N_u = 2020.30KN \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 2520KN(C.V)$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

#### 4.3/Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 322.96 = 8719.92 KN$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier =NG + G<sub>radier</sub>

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10KN/m^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=1.8 m)

$$G_T = 17318.62 + 1.35 (4844.40) = 23858.56KN > 8719.92 KN$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

#### 4.4/Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N_{total} = 55855.02KN$$

$$M_x = 1435.76KN$$

$$M_y = 1166.16KN$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
--	-----------	------------

Ntotal(KN)	55855.02	55855.02
M(KN.m)	1435.76	1166.16
e(m)	0.026	0.021
L/4(m)	5.21	7.76
condition	vérifier	vérifier

- Les moments d’inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 11722.73 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 6495.31 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

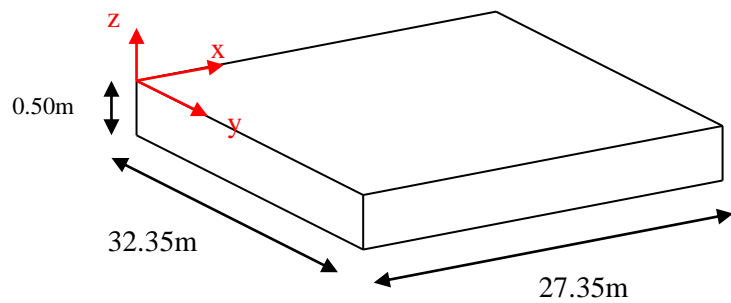


Fig.VII.01.schéma de radier.

4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.10 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 10.43 \text{ m}, Y_g = 7.76 \text{ m}$$

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
X-X	11722.73	55855.02	1435.89	322.96
Y-Y	6495.31	55855.02	1166.76	322.96

	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ̄ <sub>sol</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> ≤ σ̄ <sub>sol</sub>
X-X	174.22	171.67	173.58	226.10	C.V
Y-Y	174.34	173.15	174.04	226.10	C.V

**VII.5. Ferrailage du radier:**

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

**5.1. Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x / l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Entravée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- **Calcul des moments fléchissant :**



ELU	ELS
$q_u=(1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser}=(G+Q)/S_{rad}$
$q_u= 49315.08/ 322.96$	$q_{ser}=36016.42/322.96$
$q_u= 152.70 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser}=111.52\text{KN/m}^2$

• **Ferraillage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (4.45×4.55) m<sup>2</sup>.

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU** :  $v = 0$  ;  $q_u = 152.70\text{KN/m}$

$$\alpha = 4.45/4.55 = 0.98 > 0.4$$

⇒Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0385$$

$$\mu_y = 0.956$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0385 \times 152.70 \times 4,45^2 = 116.42\text{KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.956 \times 116.42 = 111.30 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 116.42 = 98.96\text{KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 111.30 = 94.61\text{KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 116.42 = 34.93\text{KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

	<b>SENS X- X</b>	<b>SENS Y-Y</b>
--	------------------	-----------------

	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (N ×m)</b>	34.930	98.960	34.930	94.610
<b>μ</b>	0.0136	0.0386	0.0175	0.0474
<b>μ&lt;μ<sub>L</sub></b>	CV	CV	CV	CV
<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	0,00	0	0,00	0
<b>α</b>	0.017	0.049	0.022	0.061
<b>β</b>	0.993	0.980	0.991	0.976
<b>σ<sub>s</sub></b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	2.38	6.83	2.70	7.43
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	5.13	5	5
<b>Choix des barres/ml</b>	5HA12	5HA14	5HA12	5HA14
<b>As<sub>corres</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.65	7.70	5.65	7.70
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

■ **l'ELS:**  $v = 0.2$  ;  $q_s = 111.52 \text{KN/m}$

$\alpha = 4.45/4.55 = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0459$$

$$\mu_y = 0,970$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 101.36 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 98.32 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 86.16 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 83.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 30.41 \text{ KN.m/ml.}$$

• Calcul des armatures:

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mser (KN.m)</b>	30410	86160	30410	83570
<b><math>\mu</math></b>	0.0112	0.0318	0.0144	0.0396
<b><math>\mu &lt; \mu_L</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>\sigma_{bc}</math>(MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\alpha</math></b>	0.014	0.040	0.018	0.051
<b><math>\beta</math></b>	0.994	0.984	0.993	0.980
<b><math>\sigma_{st}</math>(MPa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3.57	10.22	4.05	11.28
<b>As<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.28	5.28	5	5
<b>choix des barres/ml</b>	6HA12	6HA16	6HA12	6HA16
<b>As<sub>corr</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.79	12.06	6.79	12.06
<b>Espacement cm</b>	20	20	20	20

**-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{152.70 \times 4.45 \times 4.55}{2(4.55) + 4.45} = 228.18 KN$$

$$\tau_u = \frac{228.18 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.423 Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = \min (2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.423 < [\tau_u] = 2.5 Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

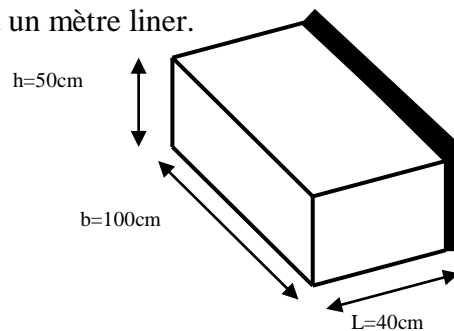
• **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.50m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.45m



• **Présentation schématique :**

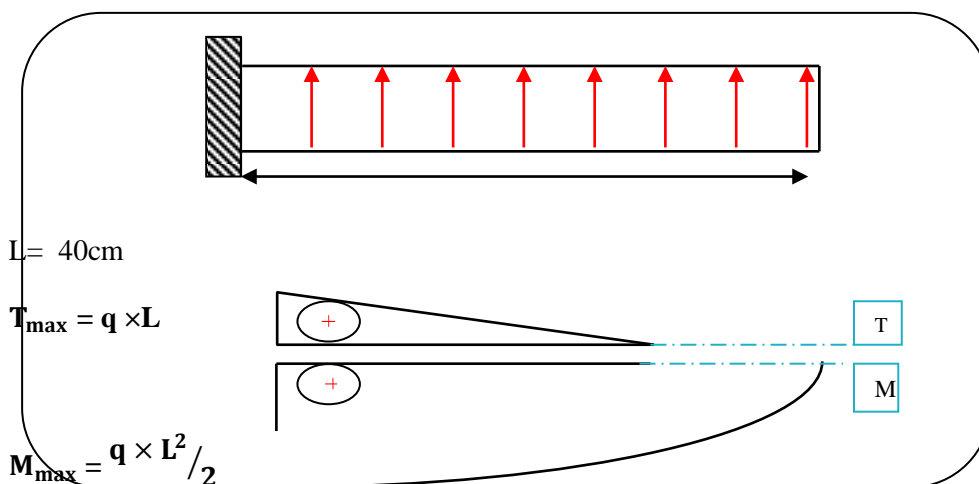


Fig.VII.02.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 152.70 \times (0.4)^2 / 2 = 12.22 \text{KN.m}$$

■ **L'E LS** : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 111.52 \times (0.4)^2 / 2 = 8.92 \text{KN.m}$$

	$M_{\max}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{Adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Section adoptée
ELU	12.22	0.004	0.005	0.998	0.78	5.43	5.65	5HA12
ELS	8.92	0.003	0.004	0.999	0.98	5.43	5.65	5HA12

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 \text{ h} = 0.45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 152.70 \times 0.4 = 61.08 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{61.08 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.14 \text{Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Note:** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

• **Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm}$$

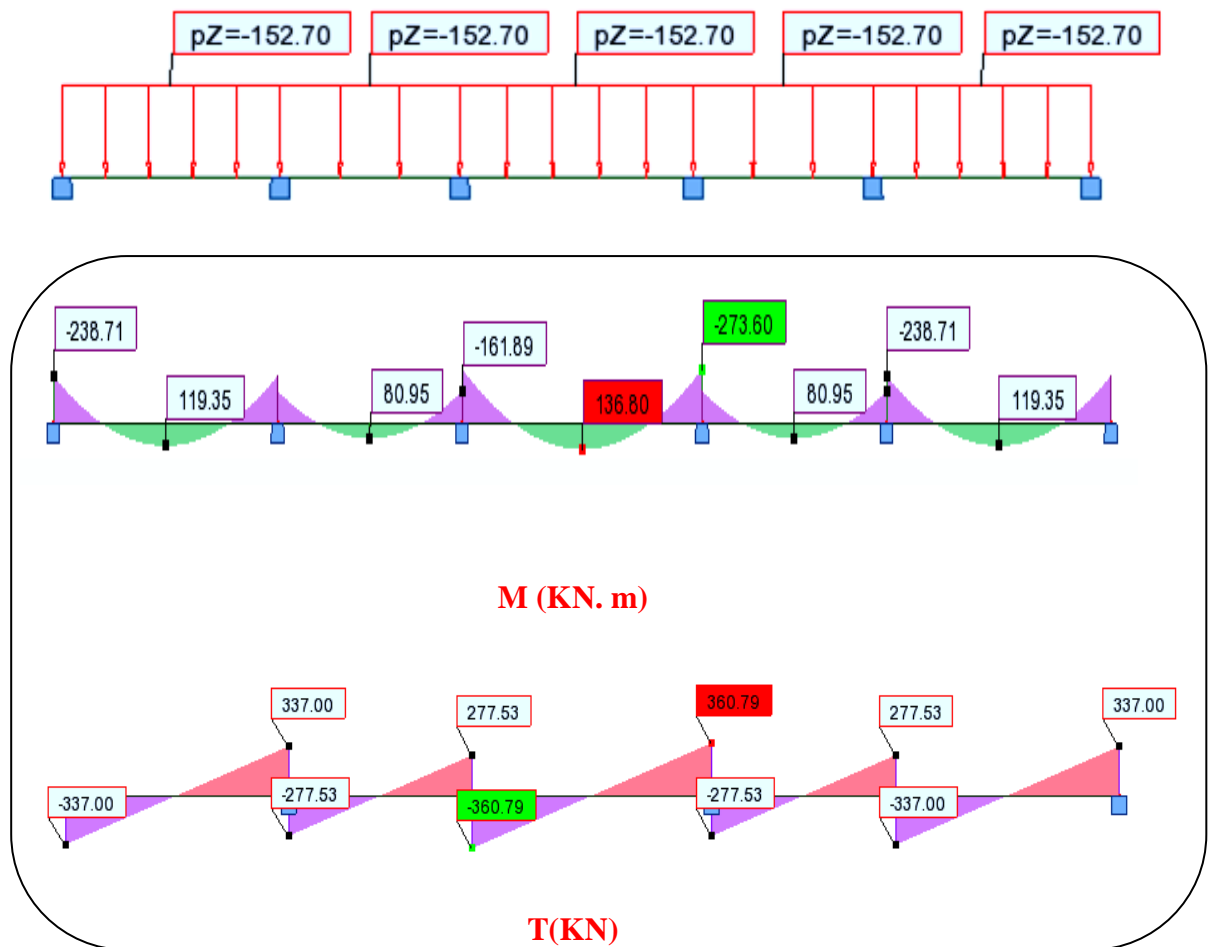
$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

**a-Calcul les charges revenant à la nervure**

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{49315.08}{322.96} = 152.70 \text{ KN/m}^2$$

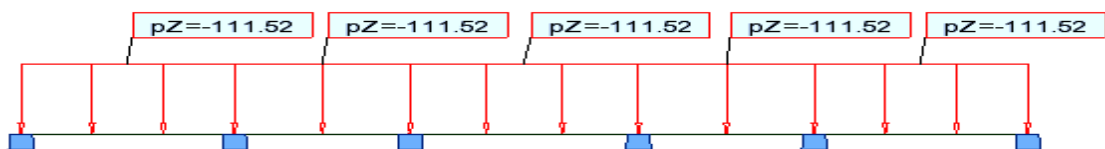
$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{36016.42}{322.96} = 111.52 \text{ KN/m}^2$$

**-Sens X-X  
ELU**



**Fig.VII.03.** sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).

**ELS**



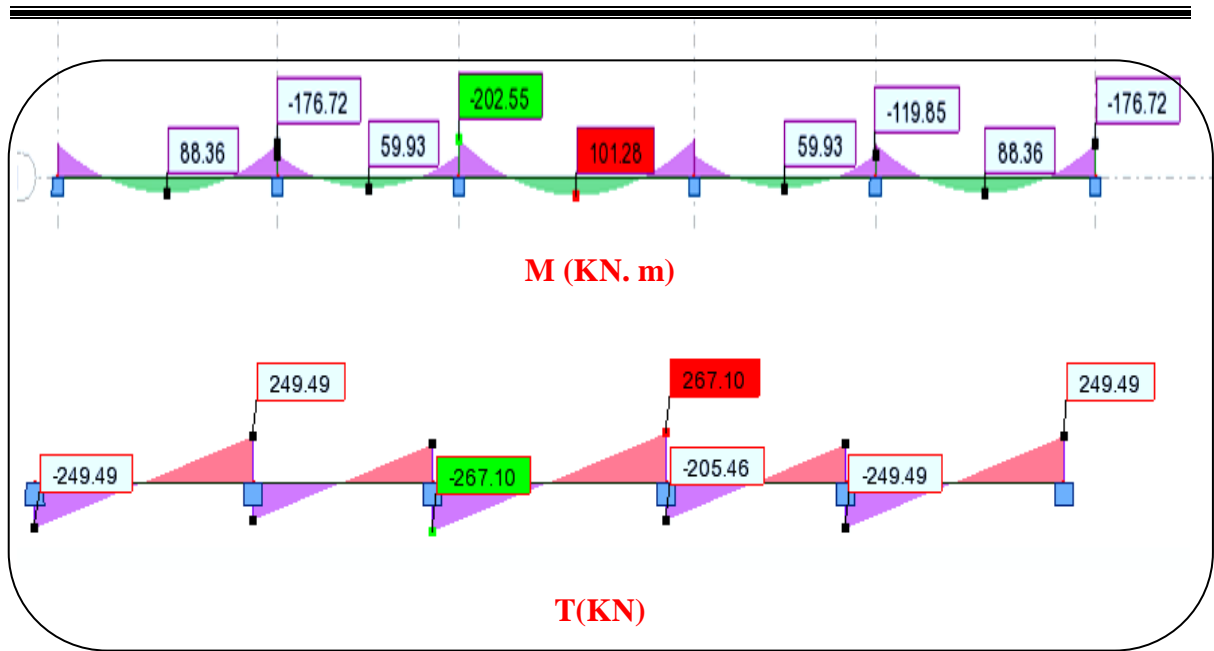


Fig.VII.04.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

$$\begin{aligned}
 ELU & \begin{cases} (X - X) : M_t = 136.80 \text{ KN.m} , M_a = -273.80 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 130.85 \text{ KN.m} , M_a = -261.70 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 ELS & \begin{cases} (X - X) : M_t = 101.28 \text{ KN.m} , M_a = -202.55 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 92.02 \text{ KN.m} , M_a = -184.03 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

ferrillage de nervure a la ELU:

Sens		$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A$ adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	273.80	0.0972	0.128	0.9488	13.16	17.5	20.61	4HA12+6HA20



	Travée	136.80	0.0485	0.062	0.9751	6.40	17.5	20.61	4HA12+6HA20
Y-Y	Appuis	261.70	0.0929	0.122	0.9512	12.55	17.5	20.61	4HA12+6HA20
	travée	130.85	0.0464	0.059	0.9762	6.11	17.5	20.61	4HA12+6HA20

**ferrailage de nervure a la ELS:**

Sens		M <sub>u</sub> [KN.m]	μ <sub>b</sub>	α	β	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	202550	0.0680	0.088	0.9647	16.53	17.5	20.61	4HA16+6HA20
	Travée	101280	0.0340	0.043	0.9827	8.11	17.5	20.61	4HA16+6HA20
Y-Y	Appuis	148030	0.0497	0.064	0.9745	11.96	17.5	20.61	4HA12+6HA20
	travée	92020	0.0309	0.039	0.9843	7.36	17.5	20.61	4HA12+6HA20

• **Vérfications à l'ELU :**

**-Vérfications de la l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
X-X	360.79	1.67	C.V
Y-Y	352.86	1.63	C.V

**Vérfications nécessaires pour les nerveux :**

•Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 50 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = 3.8cm^2$$

•Le pourcentage minimal d'armature :

**Selon BAEL91 :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 70 = 3.5cm^2$$

**Selon PPA99/2003 :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \text{ (art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \cdot 50 \times 70 = 17.5 \text{ cm}^2$$

**- Armatures transversales minimales**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

**- Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**- Espacement des armatures transversales**

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$  En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$  En zone courante

**Schémas ferrailage de radier :**

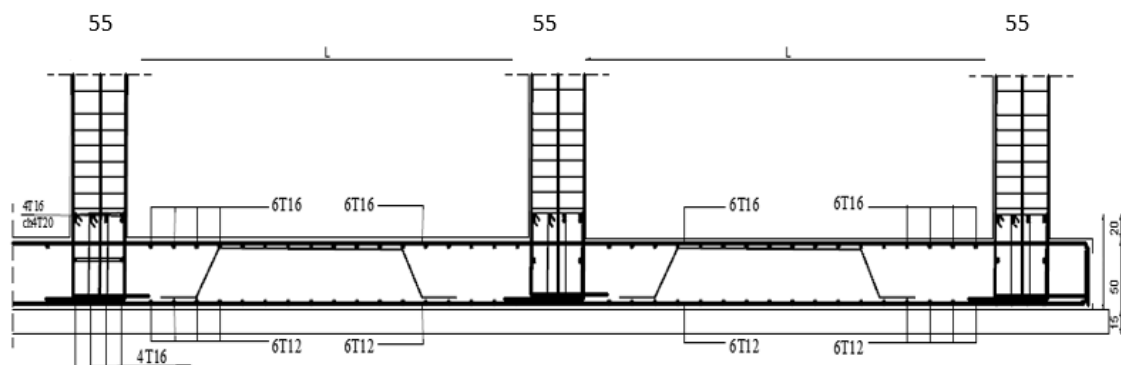


Fig.VII.07.ferraillage globale de radier.

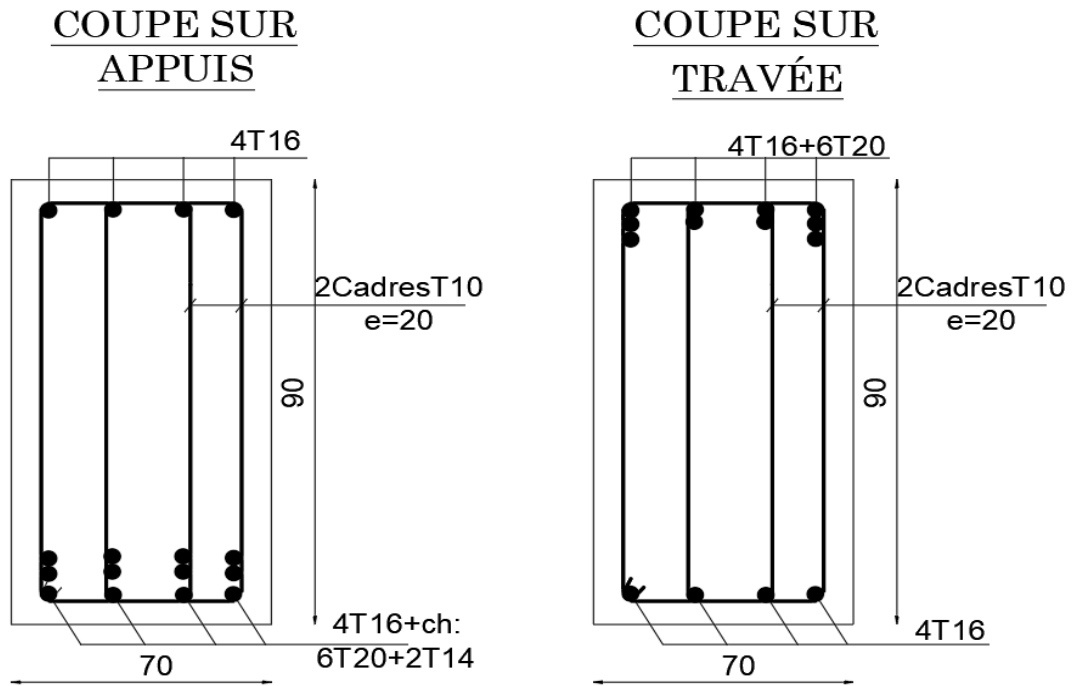


Fig.VII.08.ferraillage

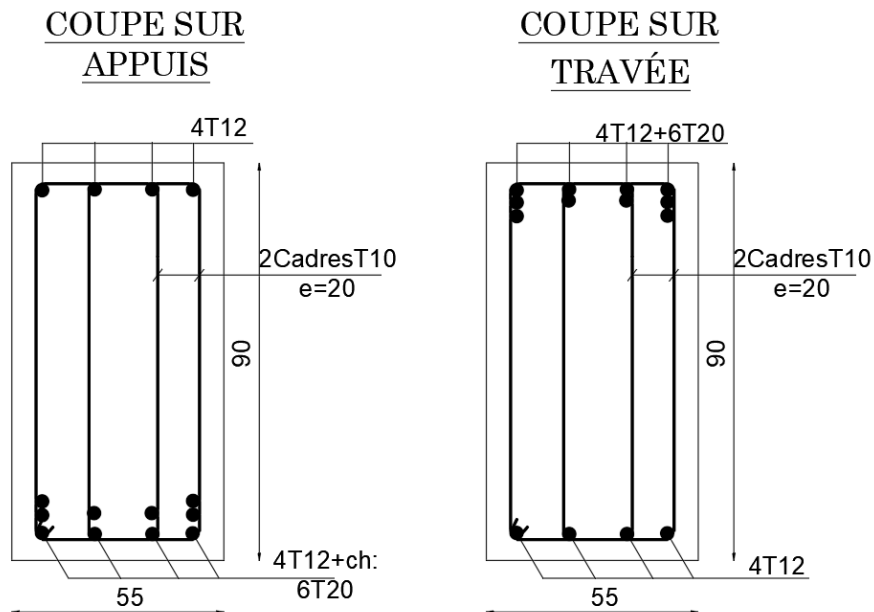


Fig.VII.09.ferraillage en travée de nervure.

## VIII.5.CALCUL DES LONGRINES :

### 1. INTRODUCTION :

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

### 2. PRE DIMENSIONNEMENT :

D'après la règlement RPA99 V-2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 45$$

$$h = 45$$

---



---

### 3. FERRAILLAGE :

- **Etat limite ultime :**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à :

$$F = N_u^{\max} / \alpha > 20 \text{ kN (RPA 99 V 2003)}$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u^{\max} : 1761.02 \text{ kN}$$

$$F = 4118.33/12 = 343.19 > 20 \text{ kN .....ok}$$

$$A_s = F/\sigma_s = 343.19/348 = 4.21 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite service :**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3 f_e ; 150\eta)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = 240 \text{ Mpa} ; N_{\text{ser}} = 3017.79$$

---

---

$$\sigma_{\text{ser}} = (N_{\text{ser}} / \alpha) / A_s \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = (N_{\text{ser}} / \alpha) / \sigma_a = (3017.79/12) \cdot 10^3 / 240 = 4.5 \text{ cm}^2$$

#### 4. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_s \geq b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

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

$$d = 0.9h = 40.05 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$A_s \geq 45 \cdot 40,5 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_s = 9,57 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation de l' RPA 99 V-2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \Phi_L)$$

Donc  $A_s = 0.006(45 \times 45) = 12,15 \text{ cm}^2$

On adopte 8T14 avec  $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

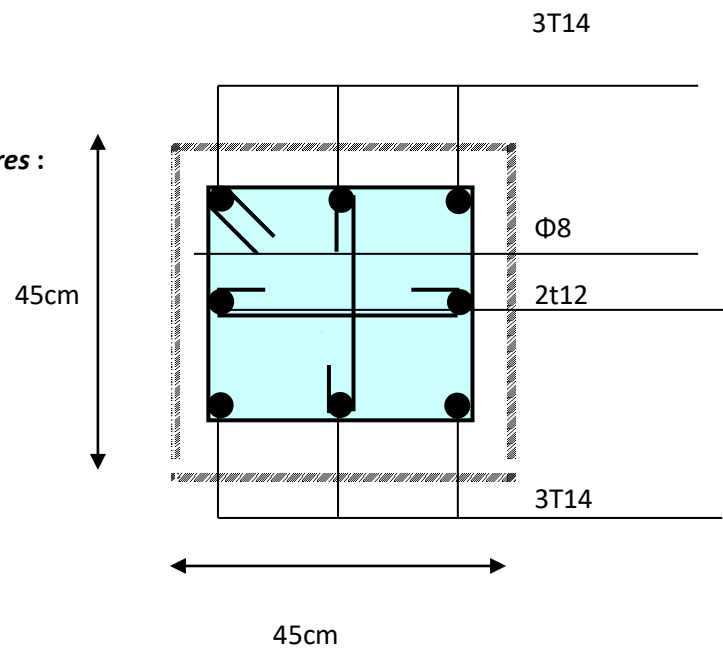
- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales adoptés est  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$S_t = \min (20 \text{ cm} ; 15.1, 4)$$

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

- **Disposition des armatures :**



## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une Structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre cout.

Finalemnt cette étude, nous a permit 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.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis -vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées, surtout l'influence sur l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion qui participe à l'amplification des sollicitations. Ce qui conduit a des sections de béton et d'armateur énorme c'est à dire n'est pas économique.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps et aussi nous a permet de faire une modélisation tridimensionnelle proche à la réalité, mais la maitressé du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notion de base des sciences de l'ingénieur.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- ☞ Respect de réglementation parasismique.
- ☞ Conception architecturale parasismique.
- ☞ Mise en œuvre soignée de la construction.

Enfin la disposition des voiles il faut faire beaucoup plus dans le sens de portique moins rigide par rapport le sens plus rigide.



# Références Bibliographiques

- ❖ Règles parasismiques Algériennes/ version 2003 [RPA99].
- ❖ [CBA93]: code du béton armé.
- ❖ Document technique réglementaire [DTR B.C.2.2].
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites [Règles BAEL 91 modifiées 99] et DTU associés :(Jean-Pierre Mougin, J. PERCHAT et J. ROUX).
- ❖ DTU 13.2: Fondations profondes.

Autres documents consultés :

- ❖ Cours et TD- Béton armé « M. Masmoudi Faouazi » du département de Génie Civil, Université FERHAT ABBAS, SETIF, 2017-2018.
- ❖ Cours et TD- Dynamique des structures « Mr. Belgassmia et Mme Belgassmia » du département de Génie Civil, Université FERHAT ABBAS, SETIF, 2017-2018.
- ❖ Mémoire traitée des années précédents.

➤ Logiciels :

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version .
- ✓ Auto desk AutoCAD 2023, Socotec.
- ✓ Word wps office
- ✓ Excel 2010.

# ANNEXE I

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE II

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

		$u/Lx$											
		$v/Ly$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

### ANNEXE III

#### Tableau des Sections d'Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## ANNEXE V

### Conclusion de rapport du sol

Le site destiné pour la construction de blocs R+9 +entre sol projeté à Bejaia, et située a proximité de l'université Abderrahmane mira (targua ouzemour Bejaia)

Le site est constitué par des remblais importants, une couche de brèches de pente recimenté avec des passages alluvionnaires reposants sur des marnes fracturées.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y a lieu d'ancrée à D=1.30m de profondeur après terrassement des remblais et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{adm} = 1.5$  bars.

Ces sol ne sont pas agressif pour les béton de fondation.

Selon les recommandations du (C.G.S.2003), la région de Bejaia est classé en zone moyenne séismicité IIa .il y'a lieu de prendre le compte la séismicité de cette région dans les calculs des bétons armés.

A partir des résultats obtenus au laboratoire :

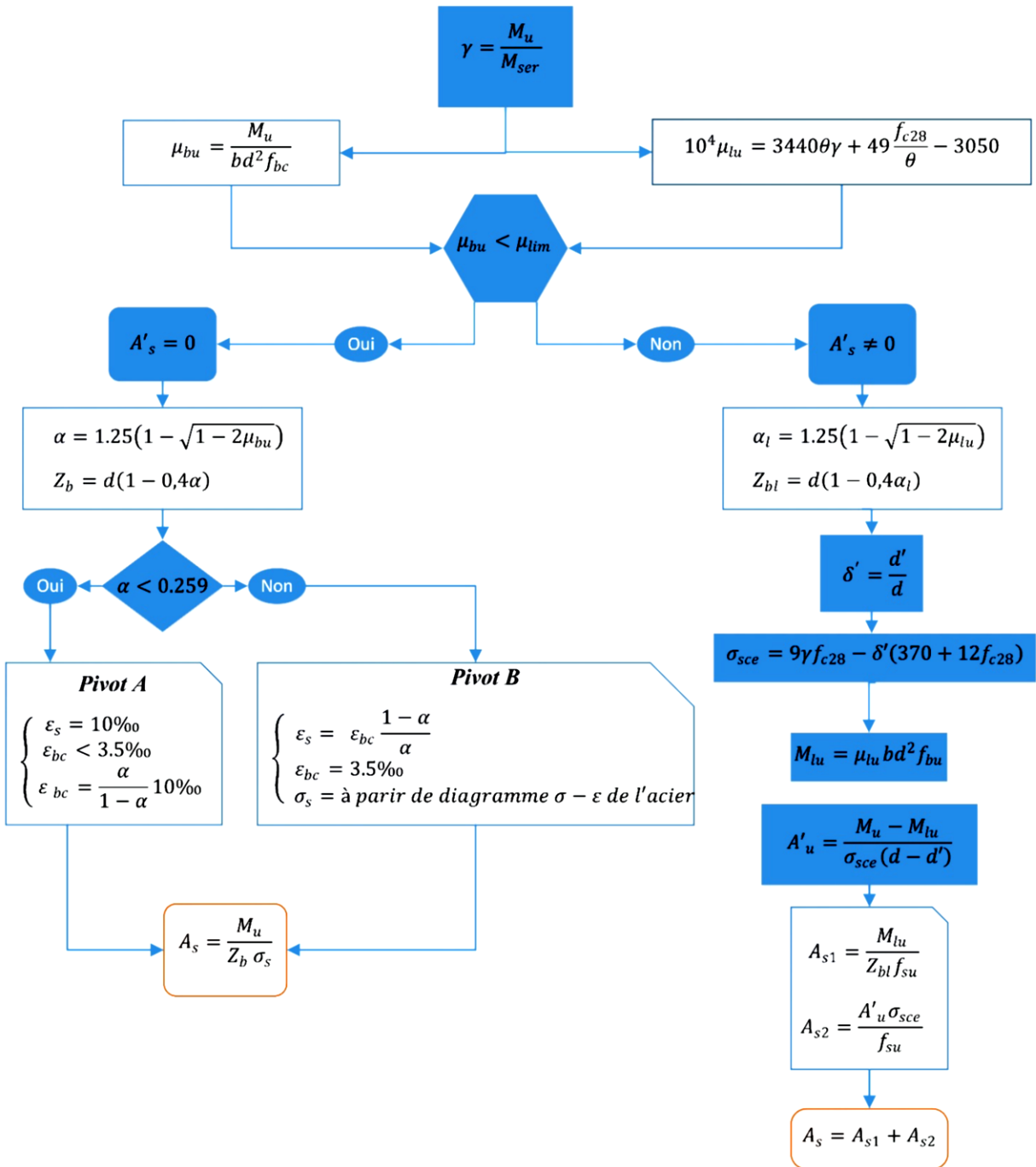
- ✓ Poids spécifique de sol  $\gamma = 19$  KN/m<sup>3</sup>.
- ✓ Angle de frottement  $\varphi_u = 30^\circ$
- ✓ Cohésion  $C = 1.5$  KN/m<sup>2</sup> .

## ANNEXE IV

### Organigrammes de calcul de ferrailage Flexion simple (ELU)

Données :  $b, h, d, d', f_{c28}, f_e, \sigma_s, f_b, M_s$  et  $M_u$

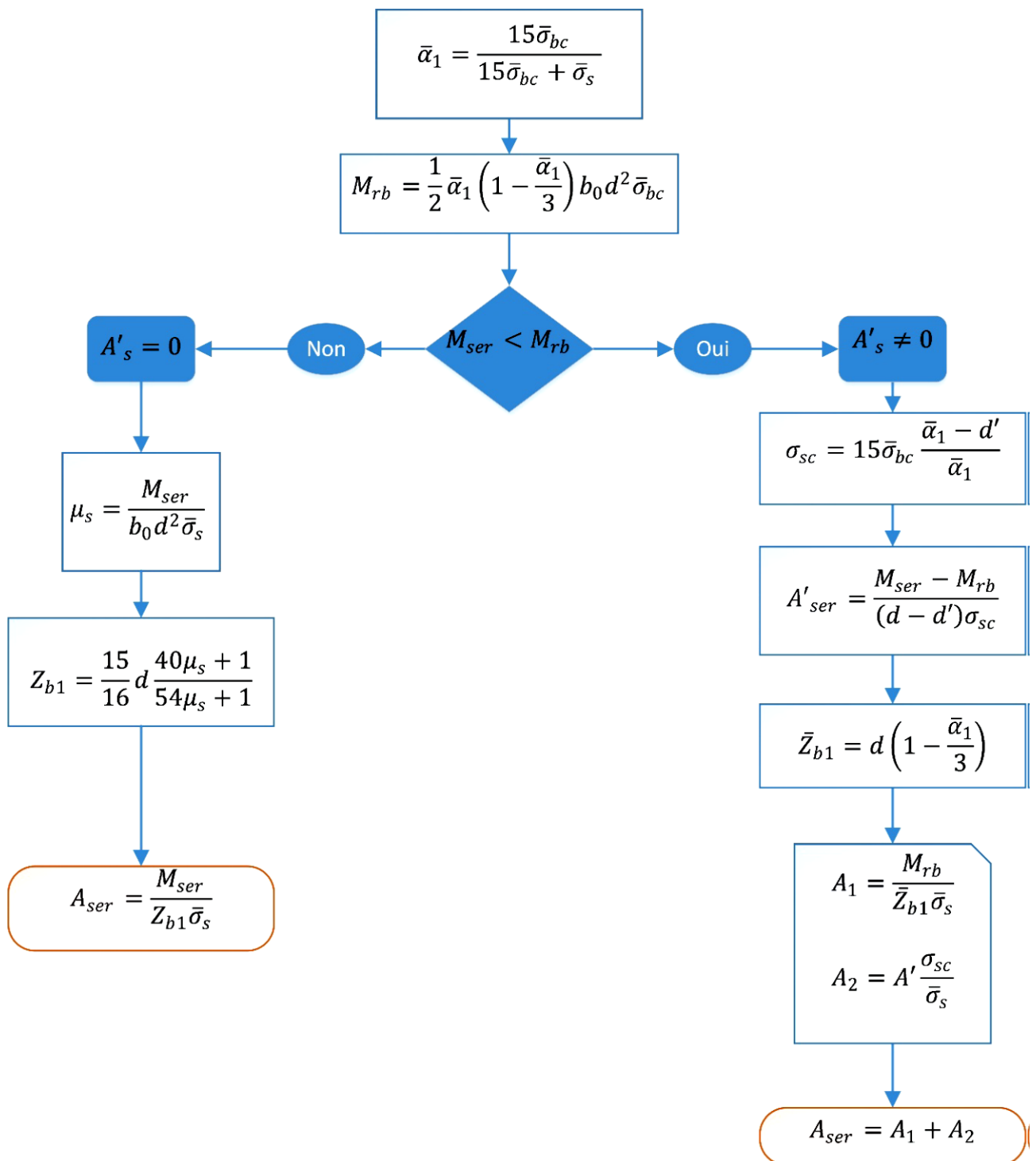
Selon (Jean Perchat ; Jean Roux/Pratique du **BAEL91**)



## Flexion simple (ELS)

Données :  $b, h, d, d', \sigma_b, \sigma_s, M_s$

Selon (Jean Perchat ; Jean Roux/Pratique du **BAEL91**)

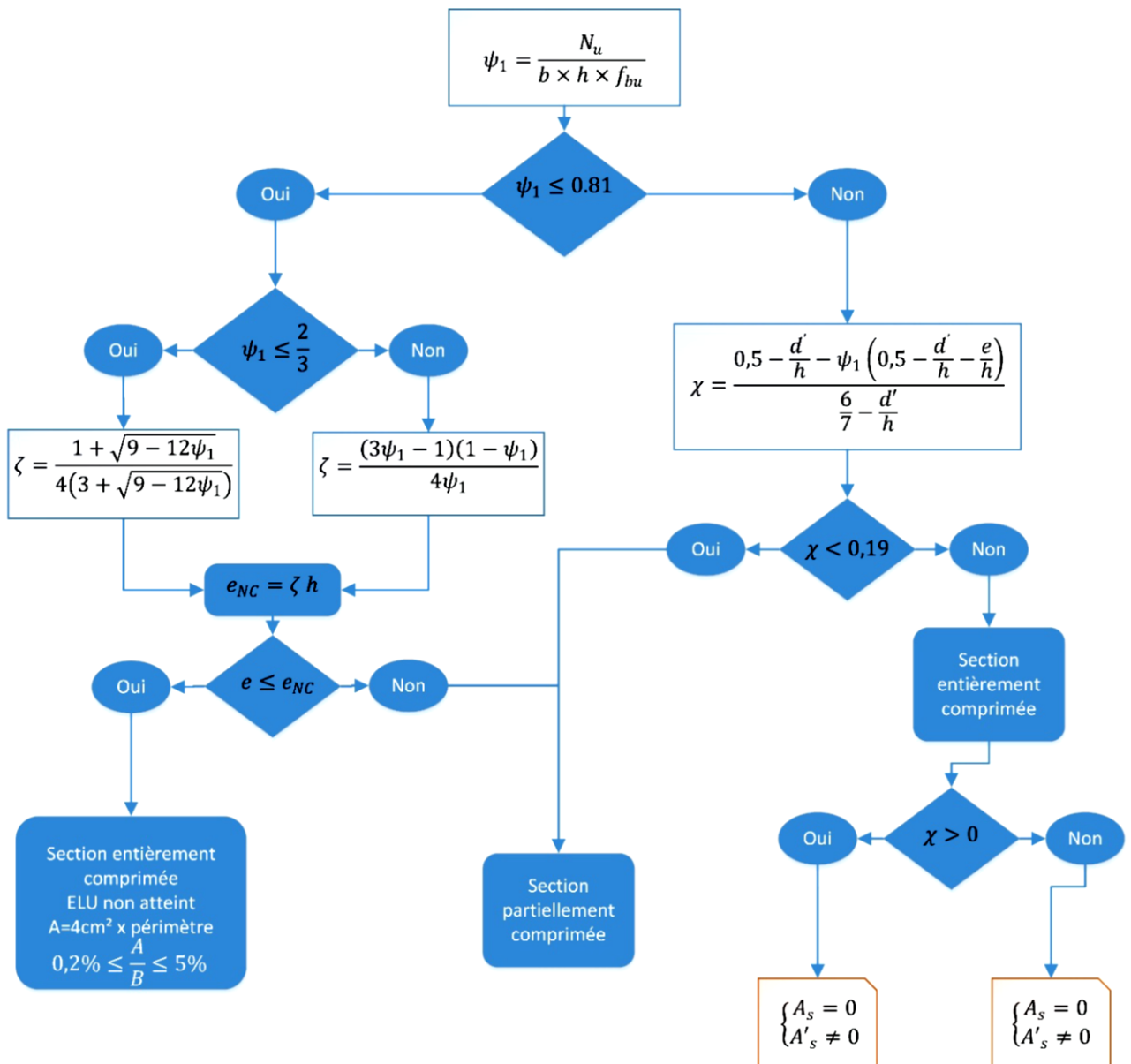


**(SET , SEC , SPC , SPT)**

Organigramme Pour connaitre si la section est entièrement tendue, entièrement Comprimée, ou partiellement comprimée (tendue).

Données :  $b, h, dd, e, f_b, N_u, M_s$  et  $M_u = eN_u$

Selon (Jean-Pierre Mougín ; Béton armé : **BAEL91** modifié99 et DTU associés)

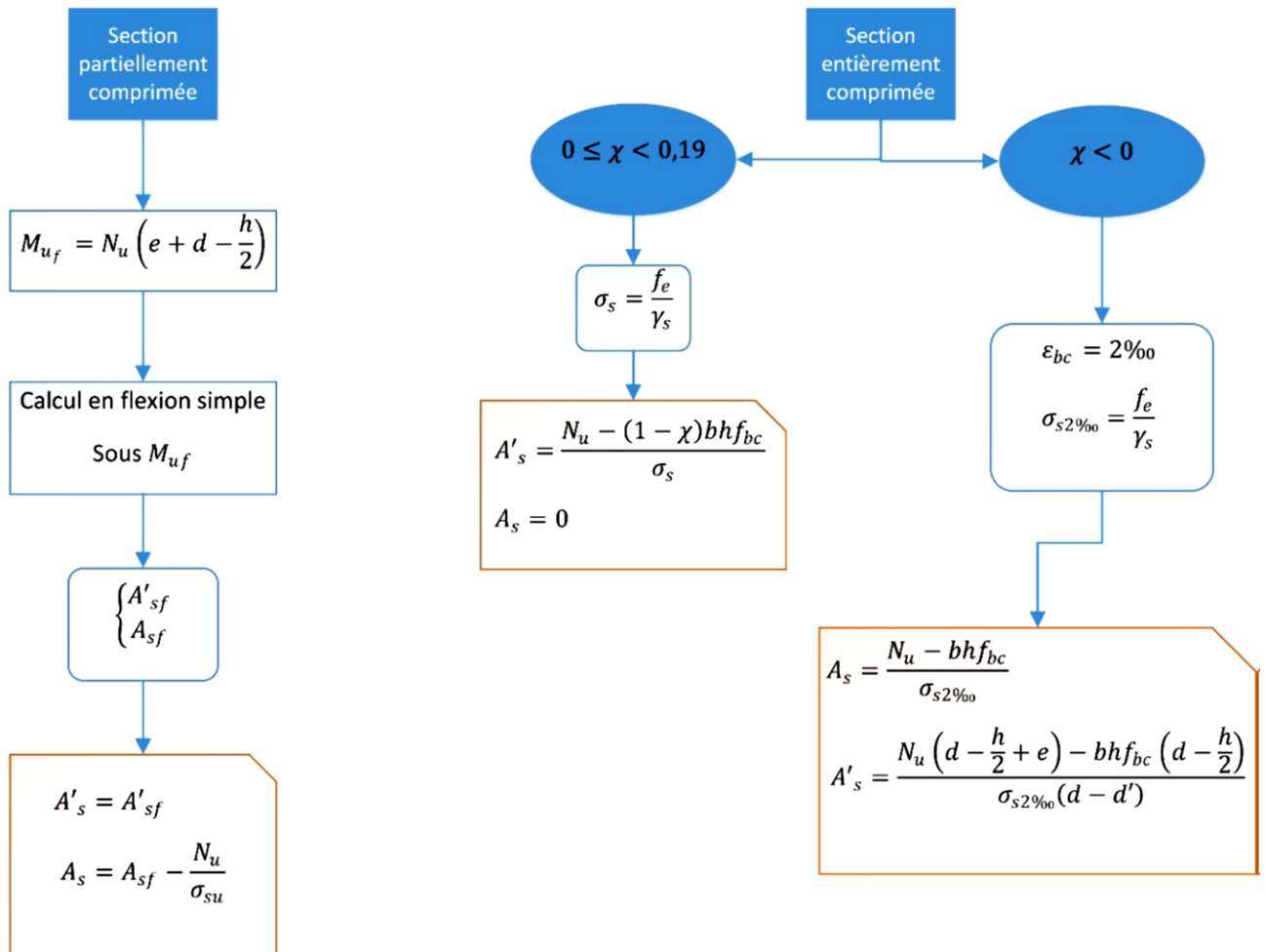




## Flexion composé

Données :  $b, h, d, e, f_{bc}, \chi$  ,

Selon (Jean-Pierre Mougin ; Béton armé : **BAEL91** modifié99 et DTU associés)



**ملخص:**

هذه المذكرة عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية ادارية سكنية من الخرسانة المسلحة ذات تسعة طوابق بحيث طابق ارضي اداري وباقي الطوابق سكنية بولاية باتنة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية I حسب معايير المقاومة للزلازل الجزائرية. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم تم انجازها حسب تعليمات البناء المستعملة في الجزائر (RPA version 2003) BAEL 91 والدراسة الدينامكية أنجزت عن طريق برنامج ROBOT2019 و أخيرا دراسة البنية التحتية تم بواسطة الأساسات وفقا لنوعية التربة و استجاباتها مع الزلازل المههد لمنشأتنا .

**كلمات مفتاحية:** الخرسانة المسلحة، مقاومة الزلازل، بناء

**Thesis:** Study of a building and adminisrtatif

Directed by: Mr. MGHAZI

M.

M. HAIMER SOUMIA

**Abstract**

This note is a technical study for the completion of a residential building of reinforced concrete with subway floor ground floor nine floors located in batna region classified as seismic standards II.a by the Algerian resistance to earthquakes. Resistant building realized by strengthening the system has been completed according to the instructions used in the construction Algeria RPA( version 2003) (BAEL91).

The study was completed by dynamic program ROBOT2019 and finally study the infrastructure was by foundations, according to the quality of the soil and their responses with the earthquake threatened to our facilities.

**Key Words :** reinforced concrete, anti-seismic, building

**Thèse:** Etude un bâtiment a usage d'habitation

Encadreur: Mr. MGHAZO M.

M<sup>r</sup>. HAIMER SOUMIA

**Résumé :**

Le présent mémoire, étudie d'une structure en béton armé de forme régulière, constituée de R+9 , Ce bâtiment se situe à BATNA, qui fait partie de la zone I de moyenne sismicité. C'est une structure d'un contreventement par voile, sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et le code du béton armé (BAEL91). L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ROBOT 2019 L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type radier général suite à l'importance des charges transmise au sol d'assise.

**Mots Clés :** Béton armé, parasismique, bâtiment