

الجمهورية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة - البلدية -1  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج  
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

**MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : STRUCTURES

Thème

CONCEPTION D'UN BATIMENT (Rez-de-chaussée+9+SS) AVEC ETUDE  
COMPARTIVE POUR LE CALCULE DES VOLIES PAR DEUX METHODES

Présenté par :

M<sup>r</sup> NEDJMAOUI Nour el islam

M<sup>r</sup> AHMED SEGHIR Nadjib

Devant les membres de jury :

M <sup>me</sup> KERBOUA .N	U. Saad Dahleb-Blida	President
M <sup>r</sup> KERFOUF .H	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
M <sup>r</sup> TABAA .A	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
M <sup>me</sup> CHERFA .C	U. Saad Dahleb-Blida	Co-Promotrice

Année Universitaire : 2020/2021

# Remerciements

*Au premier lieu, nous tenons à remercier DIEU qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour terminer ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur **Tabaa Abdelaziz** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces Orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté notre travail et acceptant d'examiner .Et De l'enrichir par leurs propositions.*

*Nous exprimons vivement nos gratitudees à l'ensemble des enseignants qui m'ont suivi inlassablement durant tout nos cursus Universitaire.*

*Un grand merci à tous ceux qui nous ont aidés et soutenus d'une manière ou d'une autre pour l'achèvement de ce projet, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.*

# Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A ma sœur et mon frère.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**NADJIB**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2021 de master 2 structure.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, je vous dis merci.

**NOUR ELISLAM.**

# Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A mes sœurs.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**NOUR ELISLAM**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2021 de master 2 structure.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

**NADJIB.**

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الخدمات غير منتظم الشكل يتكون من بدروم بالإضافة إلى طابق أرضي وتسعة طوابق عليا بالإضافة إلى البحث عن التخمين الديناميكي للهيكل. يقع هذا المبنى بولاية البلدية المصنفة في المنطقة الزلزالية رقم 3 وفقاً للمركز الوطني للبحوث التطبيقية في هندسة مقاومة الزلازل (RPA99 إصدار 2003).

تم تنفيذ الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة وفقاً لـ BAEL91 المعدل 99 ، RPA99 ver2003  
تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج التحليل "برنامج التحليل الإنشائي" ETABS V16.2.1  
تم تعزيز الأعمدة والحزم ببرنامج SOCOTEC ، وتم إجراء عمليات التحقق بواسطة نفس البرنامج.  
تمت دراسة الجدران الساندة بطريقتين. طريقة الإجهاد وفقاً لـ PS92 والطريقة المقترحة في RPA وللأساس اخترنا  
نعلماً مستمراً تم حسابه بالطريقة الكلاسيكية

## **RESUME**

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment multiservice de forme irrégulière composée d'un sous-sol plus un rez-de-chaussée et neuf étages supérieurs en plus d'une recherche sur l'amortissement dynamique des structures. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Blida, qui est classée dans la zone sismique n ° 3 selon le Centre national de recherche appliquée en ingénierie de la résistance sismique (RPA99 version 2003).

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 Modifié 99, RPA99 ver2003

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse «structural analysais program »ETABS V16.2.1

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel SOCOTEC, les vérifications ont été menées par le même logiciel.

Les voiles ont été étudiés par les méthodes des deux règlements. Méthodes des constraint selon PS92 et la méthode proposée par RPA18 et Pour la fondation on a opté pour unesevelle filante qui a été calculé par la méthode classique

## **Abstract**

This project is a detailed study of an irregularly shaped multiservice building consisting of a basement plus a ground floor and nine upper floors in addition to research on the dynamic damping of structures. This building is located in the wilaya of Blida, which is classified in seismic zone n ° 3 according to the National Center for Applied Research in Seismic Resistance Engineering (RPA99 version 2003).

The pre-dimensioning of the load-bearing elements was carried out in accordance with BAEL91 Modified 99, RPA99 ver2003

The dynamic analysis of the structure was carried out using the analysis software "structural analysis program" ETABS V16.2.1

Columns and beams were reinforced with SOCOTEC software; verifications were carried out by the same software.

The walls studied by the methods of the two regulations. Stress method according to PS92 and the method proposed by RPA and for the foundation we opted for a continuous sole which was calculated by the classical method

# TABLE DES MATIERES

---

<b>Remerciements</b>	
<b>Dédicaces</b>	
<b>Résumé</b>	
<b>Sommaire</b>	
<b>List des tableaux</b>	
<b>List des figures</b>	
<b>Liste des symboles</b>	
<b>Plans</b>	

<b>Introduction générale .....</b>	<b>01</b>
------------------------------------	-----------

## **CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage**

I.1. Introduction.....	02
I.2. Présentation De L'ouvrage.....	02
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	02
I.2.2. Conception de la structure .....	03
I.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux.....	05
I.3.1. Béton .....	05
I.3.2. Aciers .....	08
I.4. Hypothèses de calcul .....	10

## **CHAPITRE II : Recherché bibliographiques**

II.1. Introduction.....	11
II.2. Définition des voiles de contreventement .....	11
II.3. Objectif de l'étude .....	11
II.4. Classification des types de voiles .....	12
II.5. Rôles des voiles de contreventement .....	12
II.6. Positionnement des Voiles dans la superstructure .....	13
II.7. Mode de ruine (mode de rupture.....	14
II.7.1. Mode rupture des voiles élancé .....	14
II.8. Influence de la disposition du ferrailage sur le comportement des voiles .....	16
II.9. Résumer de calcul des voiles selon le règlement RPA99v2003 .....	17
II.9.1. Coffrage les voiles (pré dimensionnent) .....	17
II.9.2. Ferrailage voiles .....	18
II.10. Les méthodes de calculer les voiles .....	22
II.10.1. La méthode des contraintes selon le règlement PS92 .....	22
II.10.2. Méthode proposé pour le nouveau RPA .....	27

## **CHAPITRE III: Pré dimensionnement**

III.1. Introduction .....	31
III.2. Pré-dimensionnement des planchers .....	31
III.3. Evaluation des charges .....	33



## TABLE DES MATIERES

---

III.3.1 Charges permanentes .....	34
III.3.2 Charges d'exploitations .....	36
III.4 Pré-dimensionnement des poutres .....	36
III.5 Pré-dimensionnement des poteaux .....	38
III.5.1 Procédure de pré-dimensionnement .....	38
III.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime .....	41
III.6 Pré-dimensionnement des voiles .....	48

### CHAPITRE IV: Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction .....	50
IV.2 Etude dynamique .....	50
IV.2.1. Introduction .....	50
IV.2.2. Modélisation mathématique .....	50
IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres .....	51
IV.3. Modélisation de la structure .....	52
IV.3.1. Présentation du programme ETABS .....	53
IV.3.2 Modélisation de rigidité .....	53
IV.3.3. L'analyse .....	53
IV.3.4. Modélisation de la masse .....	54
IV.3.5. Conception du contreventement vertical .....	54
IV .4. Etude sismique .....	54
IV.4.1. Stratégie du calcul sismique .....	54
IV.4.2. Choix de la méthode calcul .....	56
IV.4.3. Analyse spectrale .....	56
IV.5 Résultats de l'analyse sismique .....	61

### CHAPITRE V: Ferrailages des éléments résistants

V.1. Introduction .....	72
V.2. Ferrailage des poteaux .....	72
V.2.1. Introduction .....	72
V.2.2. Combinaison d'action .....	72
V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003 .....	73
V.2.4. Présentation logiciel SOCOTEC .....	74
V.2.5. Présentation d'ensemble du logiciel PMFC .....	74
V.2.6. Choix des armatures .....	78
V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service .....	78
V.2.8. Vérification De L'effort Tranchant .....	80
V.2.9. Ferrailage transversal des poteaux .....	81
V.2.10. Longueur de recouvrement .....	83
V.2.11. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol .....	83
V.3. Ferrailage des poutres .....	86
V.3.1. Introduction .....	86
V.3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003.....	86
V.3.3. Calcul de ferrailage .....	87
V.3.4. Choix des armatures .....	88
V.3.5. Condition de non fragilité .....	89
V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS .....	89

## TABLE DES MATIERES

---

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant .....	90
V.3.8. Calcul des armatures transversales .....	90
V.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales .....	91
V.3.10. Arrêt des barres .....	91
V.3.11. Vérification de la flèche .....	92
V.4. Ferrailage des voiles (étude comparative) .....	98
V.4.1. Généralistes .....	98
V.4.2. Méthode des contraintes selon le règlement PS92 .....	99
V.4.3. Méthode proposé pour le nouveau RPA .....	111

### CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction .....	128
VI.2. Choix de type de fondation .....	128
VI.3. Calcul des fondations .....	128
VI.3.1. Semelle isolée.....	129
VI.3.2. Semelles filantes .....	130
VI.4. Vérification Nécessaire .....	133
VI.4.1. Vérification de la stabilité au renversement .....	133
VI.4.2. Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.....	135
VI.5. Ferrailage Des Semelles Filantes.....	135
VI.5.1. Ferrailage de la dalle .....	135
VI.5.2. Ferrailage des nervures .....	136
VI.6. Etude du voile périphérique .....	144
VI.6.1. Introduction .....	144
VI.6.2. Pré dimensionnement .....	144
VI.6.3. Évaluation des Charges .....	144
VI.6.4. Effort dans la Dalle .....	145
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>148</b>
<b>Liste des références</b>	

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Valeurs de $(I_f/l)$ .....	23
Tableau II.2 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$ .....	24
Tableau II.3 : Aciers verticaux et horizontaux .....	25
Tableau II.4 : Aciers transversaux .....	26

## CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Composition de la terrasse (inaccessible).....	34
Tableau III.2 : Composition du plancher courant .....	34
Tableau III.3: Composition de la dalle pleine.....	34
Tableau III.4 : Composition de la dalle pleine (terrasse).....	35
Tableau III.5: Composition de mur extérieur .....	35
Tableau III.6: Composition de balcons.....	35
Tableau III.7: Charges d'exploitations. ....	36
Tableau III.8: Pré-dimensionnement des poutres .....	37
Tableau III.9: Surface reprise par chaque poteau. ....	40
Tableau III.10 : Dégression des surcharges. ....	41
Tableau III.11 : La descente des charges permanentes (Poteau central). ....	43
Tableau III.12 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).....	44
Tableau III.13 : choix final des poteaux centraux.....	44
Tableau III.14: La descente des charges permanentes (Poteau de rive). ....	46
Tableau III.15: La descente des charges verticales (Poteau de rive). ....	47
Tableau III.16 : choix final des poteaux d'angle. ....	47

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.17 : choix final des voiles .....	49
CHAPITRE IV :	
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	58
Tableau IV.2 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.....	62
Tableau IV.3 : Participation massique du modèle initial.....	62
Tableau IV.4 : la section des poteaux et voiles.....	63
Tableau IV.5 : Participation massique du modèle 1. ....	65
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	66
Tableau IV.7 : nouvelle section des poteaux .....	66
Tableau IV.8 : participation massique du modèle final.....	67
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.....	68
Tableau IV.10: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	69
Tableau IV.11 : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final.....	70
CHAPITRE V :	
Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	72
Tableau V.2 : Input/Output(PMFC).....	74
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	75
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\text{corr}}$ , $N^{\min}$ ). ....	75
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\text{corr}}$ , $M^{\max}$ ). ....	75
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	75
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\text{corr}}$ , $M^{\max}$ ).....	76
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	76
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	76
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\text{corr}}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	76

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.11 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\max}$ ).....	77
Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ( $N \approx 0$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	77
Tableau V.13 : Ferrailages des poteaux en situation durable. ....	77
Tableau V.14 : Ferrailages des poteaux en situation durable. ....	77
Tableau V.15 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle .....	78
Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle .....	78
Tableau V.17 : Choix des armatures des poteaux.....	78
Tableau V.18 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{\text{corr}}$ , $N^{\text{Max}}$ ) .....	79
Tableau V.19 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	79
Tableau V.20 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{corr}}$ , $M^{\max}$ ).....	79
Tableau V.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	81
Tableau V.22 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.....	82
Tableau V.23: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	83
Tableau V.24 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45. ....	87
Tableau V.25: Ferrailage des poutres porteuses 30x45. ....	87
Tableau V.26 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 .....	87
Tableau V.27 : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation durable).....	88
Tableau V.28 : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation accidentelle).....	88
Tableau V.29 : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation accidentelle).....	88
Tableau V.30 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45. ....	88
Tableau V.31: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35. ....	88
Tableau V.32: Vérification de la condition de non fragilité. ....	89
Tableau V.33: Vérification des poutres (30X45) à l'ELS .....	89
Tableau V.34: Vérification des poutres (30X35) à l'ELS .....	89

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.35: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	90
Tableau V.36: calcul des armatures transversales. ....	91
Tableau V.37: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche. ....	93
Tableau V.38: Ferrailage des poutres pp et ps.....	93
Tableau V.39: Ferrailage des poutres pp et ps.....	93
Tableau V.40: Ferrailage des poutres pp et ps.....	93
Tableau V.41 : Choix des armatures pour les poutres (avec voile). ....	94
Tableau V.42 : Vérification de la condition de non fragilité (avec voile). ....	94
Tableau V.43: Vérification des poutres à l'ELS (avec voile). ....	94
Tableau V.44 : Vérification de la contrainte de cisaillement (avec voile).....	95
Tableau V.45: calcul des armatures transversales (avec voile). ....	95
Tableau V.46 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (avec voile). ....	95
TableauV47: Calcul des armatures vertical VX1 .....	103
TableauV48 : Calcul des armatures vertical VY1 .....	103
TableauV49:Calcul des armatures vertical VX2 .....	104
TableauV50:Calcul des armatures vertical VY2 .....	104
TableauV51:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1 .....	105
TableauV52:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1 .....	105
TableauV53:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX2.....	106
TableauV54:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2.....	106
TableauV55:Calcul des Armature horizontale VX1.....	107
TableauV56:Calcul des Armature horizontale VY1.....	107
TableauV57:Calcul des Armature horizontale VX2.....	108
TableauV58:Calcul des Armature horizontale VY2.....	108

## LISTE DES TABLEAUX

TableauV59:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1.....	109
TableauV60:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1.....	109
TableauV61:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX2.....	110
TableauV62:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY2.....	110
TableauV63:Exigences de ductilité pour la zone critique VX1 .....	113
TableauV64:Calculer des armatures nécessaires VX1 .....	114
TableauV66:Calculer des armatures nécessaires VX1 .....	114
TableauV67:Les armateurs horizontaux VX1 .....	115
TableauV68:Les armateurs horizontaux VX1 .....	116
TableauV69:Exigences de ductilité pour la zone critique VX2 .....	116
TableauV70:Calculer des armatures nécessaires VX2 .....	117
TableauV71:Calculer des armatures nécessaires VX2 .....	117
TableauV72:Les armateurs horizontaux VX2 .....	118
TableauV73:Les armateurs horizontaux VX2 .....	119
TableauV74:Exigences de ductilité pour la zone critique VY1 .....	119
TableauV75:Calculer des armatures nécessaires VY1 .....	120
TableauV76:Calculer des armatures nécessaires VY1 .....	120
TableauV77:Les armateurs horizontaux VY1 .....	121
TableauV78:Les armateurs horizontaux VY1 .....	122
TableauV79:Exigences de ductilité pour la zone critique VY2 .....	122
TableauV80:Calculer des armatures nécessaires VY2 .....	123
TableauV81:Calculer des armatures nécessaires VY2 .....	123
TableauV82:Les armateurs horizontaux VY2 .....	125
TableauV83:Les armateurs horizontaux VY2 .....	125

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.....	131
Tableau VI.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes .....	132
Tableau VI.4 : Les dimensions de la nervure.....	133
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.....	135
Tableau VI.6 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes.....	136
Tableau VI.7 : condition de non fragilité.....	136
Tableau VI.8 : choix de ferrailage des nervures. ....	137
Tableau VI.9 : vérification des contraint a ELS .....	138
Tableau VI.10 : Ferrailage transversal.....	138
Tableau VI.11 : Les armatures de peau. ....	139
Tableau VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	145
Tableau VI.13: Vérification des contraintes à l'ELS.....	147
Tableau VI.14 : Redimensionnement des armatures .....	147
Tableau VI.15: Vérification des contraintes à l'ELS.....	147



# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I :

Figure I.1 : Escaliers. ....	3
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU. ....	7
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton a ELS. ....	7
Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU. ....	8

## CHAPITRE II :

Figure II.1 : type des voiles .....	12
Figure II.2 : Positionnement des Voiles.....	13
Figure II.3: Mode rupture des voiles élancé. ....	15
Figure II.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage. ....	17
Figure II.5: voile plein, trumeau et linteau. ....	18
Figure II.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	21
Figure II.7: Définition de l'élément mur .....	23
Figure II.8: partie de flambement.....	23
Figure II.9: Zone critique à la base du voile .....	27
Figure II.10: Eléments de rive pour les voiles .....	28

## CHAPITRE III:

Figure III.1 : Détails d'un plancher à corps creux .....	31
Figure III.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine .....	32
Figure III.3 : L'acrotère.....	36
Figure III.4 : surface reprise par le poteau central. ....	42
Figure III.5 : surface reprise par le poteau de rive. ....	45
Figure III.6 : Chemin de voile. ....	48
Figure III.7 : Chemin de voile dont une extrémité.....	49

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE IV :

Figure IV.1 : Spectre de réponse .....	58
Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial.....	61
Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial.....	61
Figure IV.4 : Vue en 3D du modèle 1. ....	64
Figure IV.5 : vue en plan du modèle 1. ....	64

## CHAPITRE V :

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux. ....	85
Figure V.2 : Arrêt des barres. ....	91
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres (45x30).....	96
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres (35x30).....	96
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres (45x30) avec voiles. ....	97
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres (35x30) avec voiles .....	97
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des voiles (méthode des contraintes). ....	126
Figure V.8 : Schéma de ferrailage des voiles (méthode proposée de RPA).....	127

## CHAPITRE VI :

Figure VI.1 : semelles isolées sous poteaux.....	129
Figure VI.2 : Semelles filantes .....	130
Figure VI.3 : Disposition des axes.....	131
Figure VI.4 : schéma de ferrailage nervure (110x50).....	139
Figure VI.5 : schéma de ferrailage nervure (125x50).....	140
Figure VI.6 : schéma de ferrailage nervure (135x50).....	141
Figure VI.7 : schéma de ferrailage nervure (140x50).....	142
Figure VI.8 : schéma de ferrailage nervure (145x50).....	143

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$  : Paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : Hauteur minimale.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.
- $C_p$  : Coefficient de pression nette.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $q_j$  : Pression dû au vent.
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $R$  : Force résultante.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_r$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $S_r$  : Degré de saturation.
- $\gamma_d$  : Poids volumique sèche.
- $\gamma_h$  : Poids volumique humide.

- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.
- $W_{sat}$  : Teneur en eau saturé.
- $W_L$  : Limite de liquidité.
- $W_p$  : Limite de plasticité.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $S_c$  : Tassement œnométrique.
- $S_c^T$  : Tassement total.
- $S_c^{adm}$  : Tassement admissible.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

## **Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme.

La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique.

Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, Techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire Parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le rpa99 révisé en 2003 ; comme règlement Parasismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à étudier un bâtiment multifonctionnel à 9 étages avec sous sol contreventé par voiles avec l'objectif de faire une étude comparative sur le calcul des voiles selon le règlement ps92 et la méthode proposée dans rpa.

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer la description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le 2<sup>ème</sup> chapitre contient une recherche bibliographique sur le comportement des voiles. Nous avons consacré le 3<sup>ème</sup> chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).

Le 4<sup>ème</sup> chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration ainsi que le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

L'étude dynamique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3d) à l'aide du logiciel de calcul Etabs v16.

Le ferraillement des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le rpa99v2003 et le bael91 modifié 99, est présentée dans le 5<sup>ème</sup> chapitre.

Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

# CHAPITRE I

## *Présentation de l'ouvrage*

## I.1. Introduction

Dans le présent mémoire nous étudions un bâtiment en béton armé R+9+1 sous-sol, A usage multiple, situé à Blida dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL91v99[1], et aux règles parasismiques RPA99 version 2003[2].

## I.2. Présentation De L'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.

Cette structure se compose de :

- RDC à usage de commerce.
- 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage à usage de service
- 7 étages à usage d'habitation.
- 1 sous-sol à usage de parking.
- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible.

### I.2.1. Caractéristiques géométriques

- Hauteur totale du bâtiment.....H = 34,71m.
- Hauteur d'étage de sous-sol.....H-SS = 3,74m.
- Hauteur rez-de-chaussée.....HR = 5,95m.
- Hauteur d 1<sup>er</sup> étage de commerce.....HS = 4,08m
- Hauteur de l'étage courant (2<sup>ém</sup> étage au 7<sup>em</sup> étage)....HC = 3,06m.
- Hauteur de l'étage courant (8<sup>ém</sup> étage).....HC = 2,96m.
- Hauteur de l'étage courant (9<sup>ém</sup> étage).....HC = 3,36m.

### Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan : 74,16 m
- Largeur totale en plan : 31,93 m



## I.2.2. Conception de la structure

### I.2.2.1. Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

### I.2.2.2. Ossature

Le bâtiment est assuré par une structure résistante constituée de portiques auto-stable en béton armé et des voiles suivant les deux sens qui assure la rigidité et la stabilité de la structure.

Donc selon (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

### I.2.2.3. Plancher

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment, on a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine (sous-sol et balcons).

### I.2.2.4. Escalier et ascenseur

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

- Escaliers avec palier qui sont constituées de deux volées.

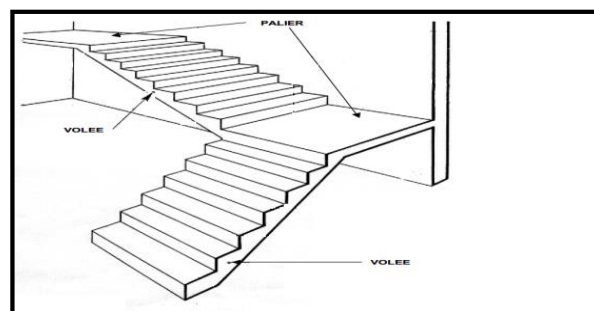


Figure I.1 : Escaliers.

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une "1" cage d'ascenseurs du sous-sol au 9<sup>ème</sup> étages.

#### **I.2.2.5. Terrasse**

Notre structure comporte deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible

#### **I.2.2.6. Maçonnerie**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.2.2.7. Revêtement**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

#### **I.2.2.8. Acrotère**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

#### **I.2.2.9. Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- \* Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- \* Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- \* La contrainte admissible du sol est de 2 bars (selon le rapport de sol).
- \* La catégorie de site  $S_2$  : site ferme

### I.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 v99) et à la réglementation en vigueur en Algérie (RPA 99 version 2003).

#### I.3.1. Béton

##### a. Résistance du béton

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours.\*

##### a.1. Résistance à la compression

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours. Celle-ci, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section  $200 \text{ cm}^2$ .

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

##### a.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction à «j» jours notée par «  $f_{tj}$  », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ , on trouve  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

##### b. Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale ».

##### b.1. Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ »

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à j jours, le module d'élasticité instantané du béton est égale à :

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

$$\text{Donc : } E_{ij} = 34179,557 \text{ MPa}$$

$f_{cj}$ : résistance caractéristique à la compression à j jours. (MPa)

**b.2. Module d'élasticité différé « $E_{vj}$ »**

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à j jours, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

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

$$\text{Donc : } E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa}$$

**c. Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta l/l} = \frac{\text{Allongement relatif dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinale}}$$

• **E.L.U :**

$\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré) .

• **E.L.S :**

$\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**d. Poids volumique**

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}$

**e. Les contraintes limites de calcul****e.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, dans ce cas la contrainte est définie par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [1]$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bc} = 22,17 \text{ MPa}$

$\theta$  = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si  $t > 24 \text{ h}$   $\longrightarrow$   $\theta = 1$

Si  $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$   $\longrightarrow$   $\theta = 0,9$

Si  $t < 1 \text{ h}$   $\longrightarrow$   $\theta = 0,85$

Avec :  $t$  = durée d'application de l'action considérée en heures.

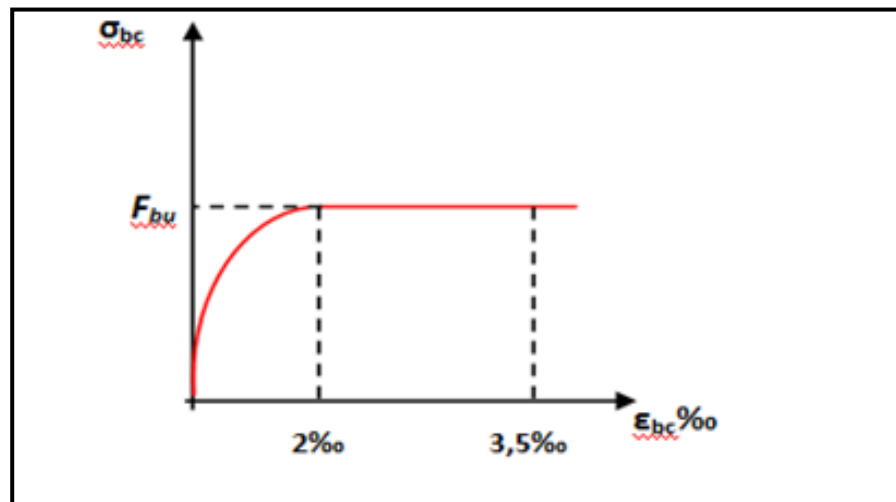


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

### e.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 30\text{MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

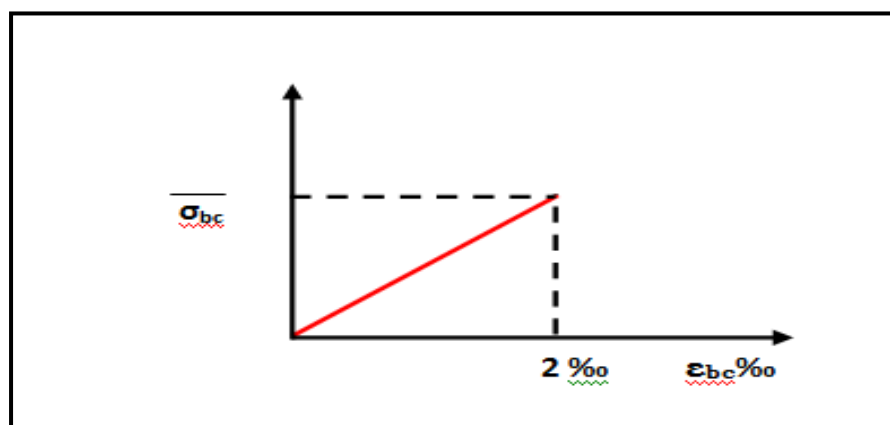


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

### I.3.2. ACIERS

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérence (H.A) :  $f_{e} = 500 \text{ MPa}$

#### a. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,0.10^5 \text{ MPa}$$

#### b. Les contraintes limites de calcul

##### b.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

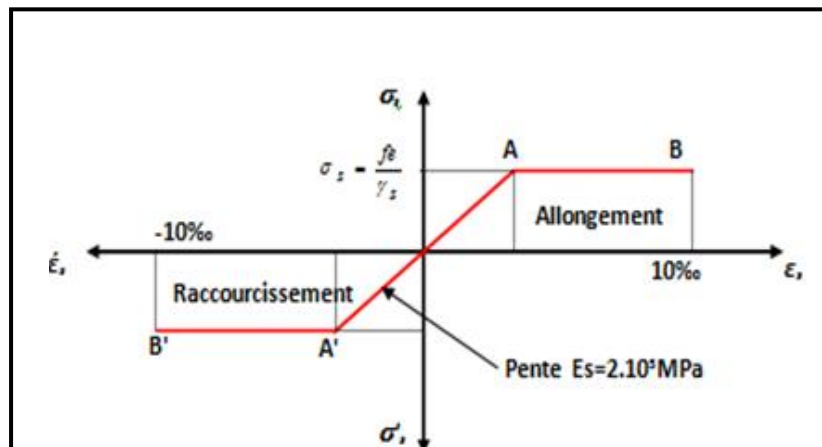


Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentel les} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a :  $\varepsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07 \text{‰}$

### b.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$  [1]
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \text{Min} \left( \frac{1}{2} f_e, \max(200; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

### c. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de :  $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

**I.4. Hypothèses de calcul**

Le calcul en béton armé aux états limites est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'aciers et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$

et qui est définie par la relation  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$  est égale :

$$\sigma_s = 434,782 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation durable}$$

- Acier à haute adhérence :

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelle}$$



## CHAPITRE II

### *Recherché bibliographique*

### **II.1. Introduction**

L'Algérie est un pays à forte sismicité du fait de sa localisation dans une zone de convergence de plaques. La région nord est cataloguée comme une zone à forte sismicité. Elle a connu plusieurs séismes destructeurs de sismicité forte à modérée qui ont engendré des dommages assez sévères surtout sur des structures en portiques auto stables.

Suite aux derniers séismes et les nombreux tremblements de terre qui ont frappé l'Algérie et Vu le manque des terrains dans la zone III et vu l'importance politico-économique de cette partie du territoire et vu la composante démographique qu'elle referme du fait que la demande en logement est importante et ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur. Par conséquent, nous avons opté pour des structures mixtes assurés par des portiques et voiles qui représentent une alternative idéale pour contourner les exigences économiques des structures en voiles.

### **II.2. Définition des voiles de contreventement**

Les voiles sont des murs en Béton Armé est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions. Destinés à recevoir les charges verticales et une partie ou toutes les charges horizontales. Dans le système d'ossatures en voiles et dalles pleines les voiles constituent les seuls éléments verticaux porteurs (pas de poteaux). Ils doivent reprendre la totalité des charges verticales et horizontale.

### **II.3. Objectif de l'étude**

Notre travail consiste à calculer et dimensionner les voiles de contreventement par les note des deux méthodes (**méthode des contraintes selon règlement PS92, méthode proposé pour le nouveau RPA**) et Analyser les résultats afin de trouver la meilleure méthode soit de côté économique ou bien la résistance.

PS92 : Règlement parasismique français.

#### II.4. Classification des types de voiles :[5]

- a-Voile sans raidisseurs
- b-voile avec raidisseur
- c- Voile avec une seule file d'ouverture
- d-Voile avec plusieurs files d'ouverture

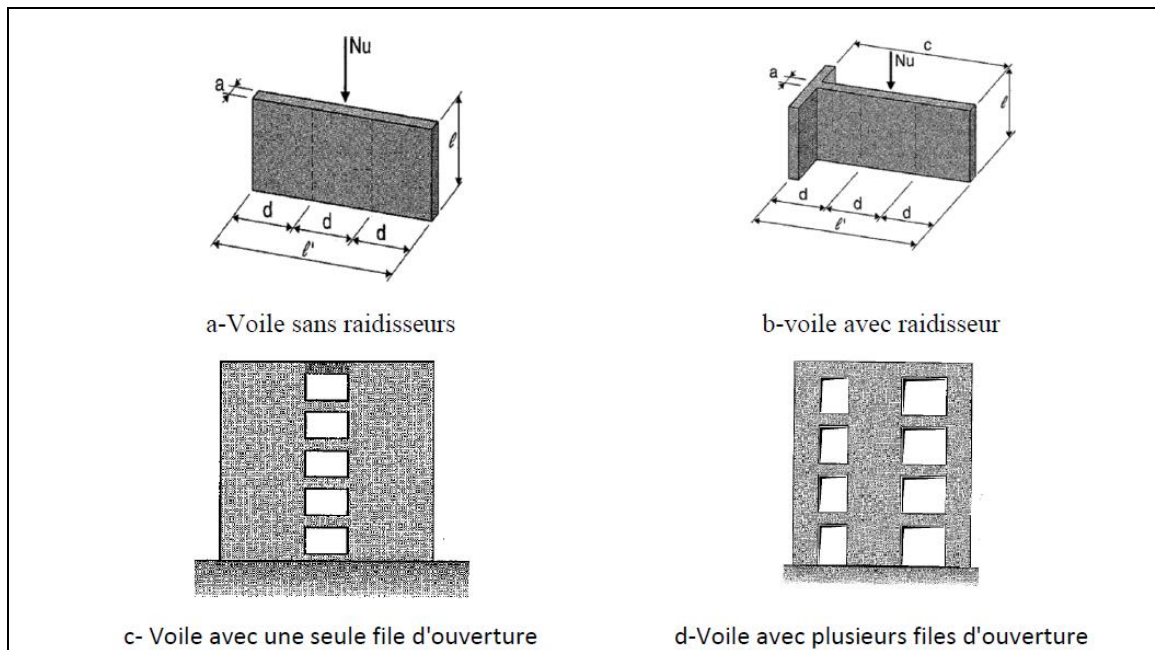


Figure II.1 : type des voiles

#### II.5. Rôles des voiles de contreventement

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003.

La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;

- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

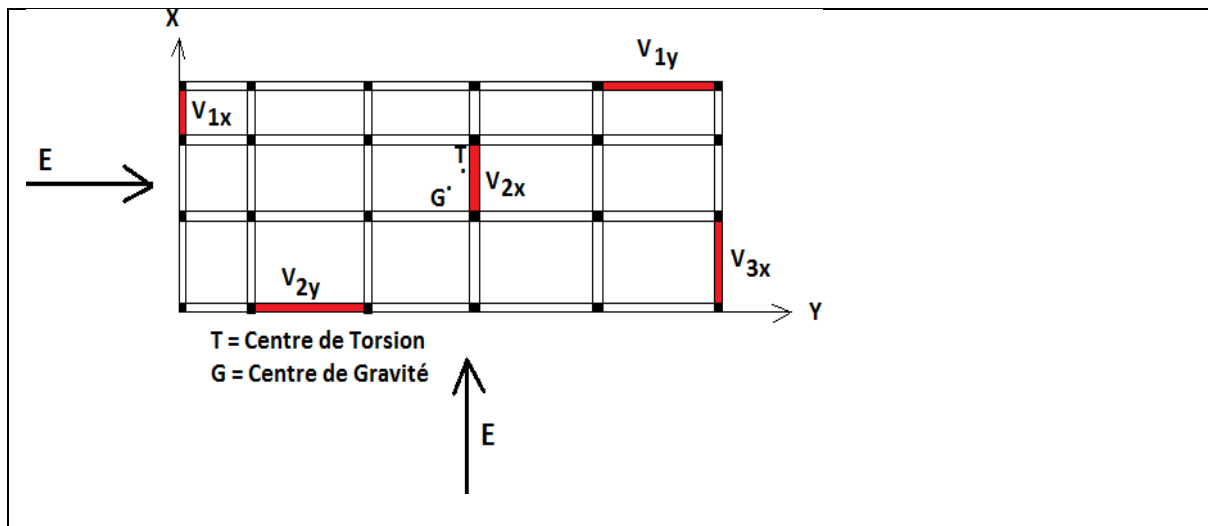
### II.6. Positionnement des Voiles dans la superstructure : [5]

Les voiles sont positionnés dans la superstructure de manière à assurer un bon contreventement maissans provoquer de torsion. Pour éviter la torsion suivant une direction précise, il faut assurer la symétrie.

Pour cela il faut bien choisir :

- Leur nombre
- Leurs longueurs
- Leurs positions par rapport au centre de gravité en plan

**Exemple :**



**Figure II.2 :** Positionnement des Voiles

**Remarque :**

Seuls les voiles parallèles à la force sismique résistent. Suivant X : seuls les voiles (V1X ; V2X et V3X) résistent à la force sismique et suivant Y : seuls les voiles (V1Y et V2Y) résistent à la force sismique E

Afin d'éviter la Torsion, il y a lieu de déterminer le Centre de Masse et le Centre de Torsion.

**II.7. Mode de ruine (mode de rupture) : [6]****II.7.1. Mode rupture des voiles élancé****1. Ruptures en flexion :**

- **Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.
- **Mode f2** : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode **f2** est moins ductile que le mode **f1**, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.
- **Mode f3** : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

**2. Ruptures en flexion-effort tranchant :**

- **Mode f/t** : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

**3. Ruptures par effort tranchant :**

- **Mode t** : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.
- **Mode g** : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

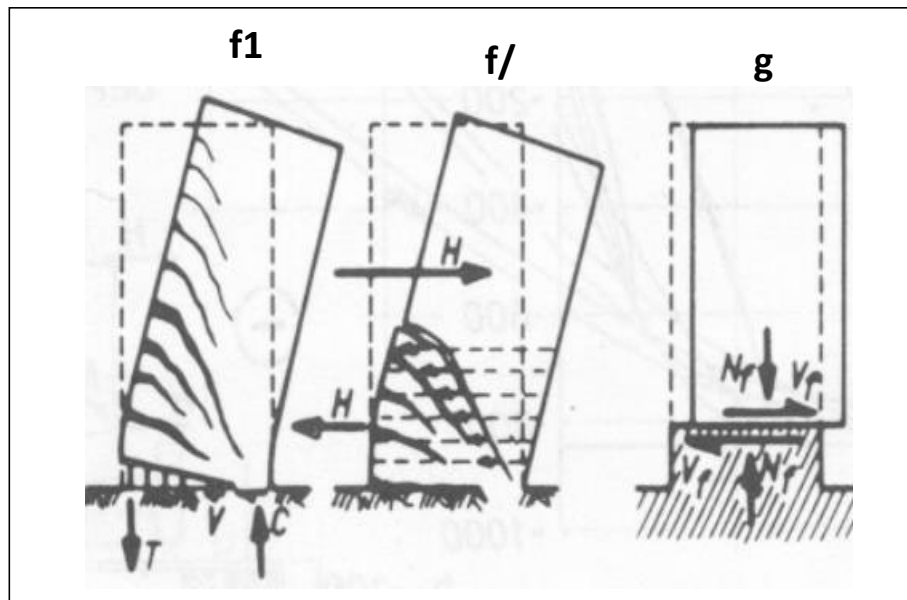
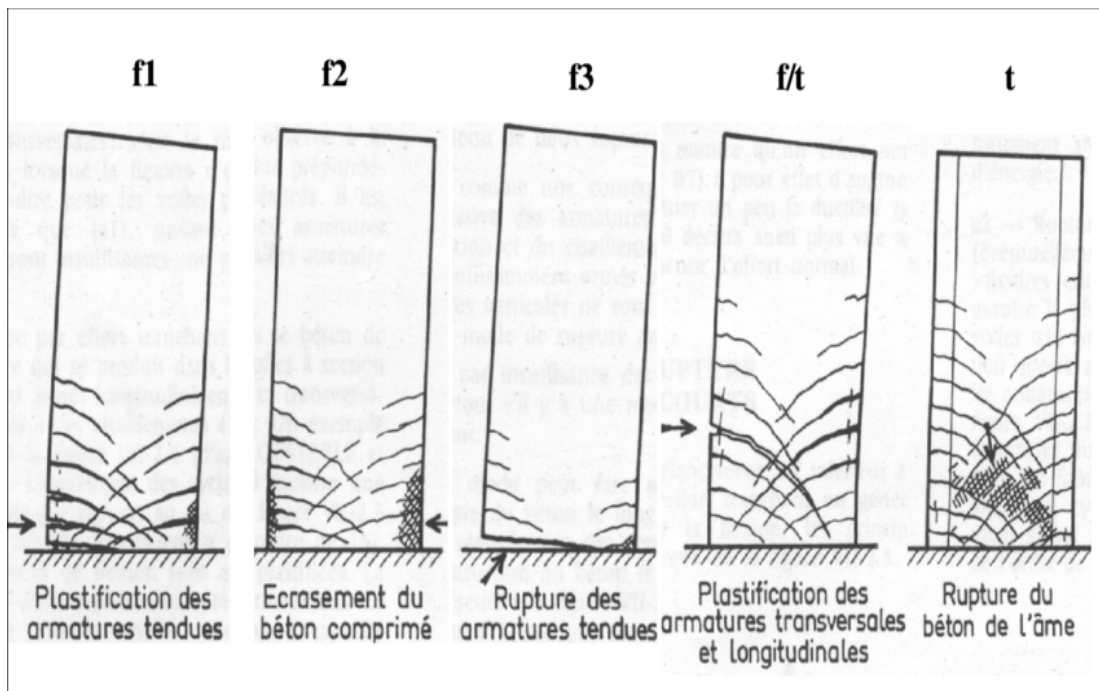
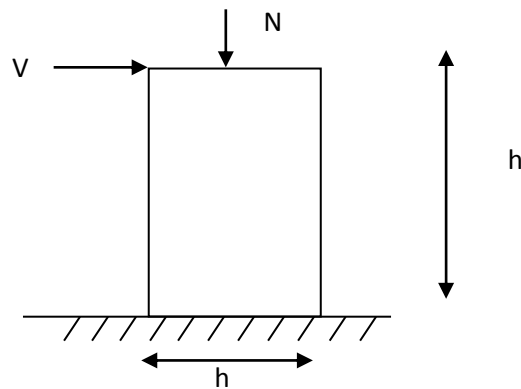


Figure II.3: Mode rupture des voiles élancé.

### II.8. Influence de la disposition du ferrailage sur le comportement des voiles

La résistance d'un voile béton armé est liée à son ferrailage, et l'efficacité d'un ferrailage est directement liée à sa disposition et à son orientation dans la structure. Et dans ce sujet en va essaie de calculer les voiles avec deux méthodes.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant

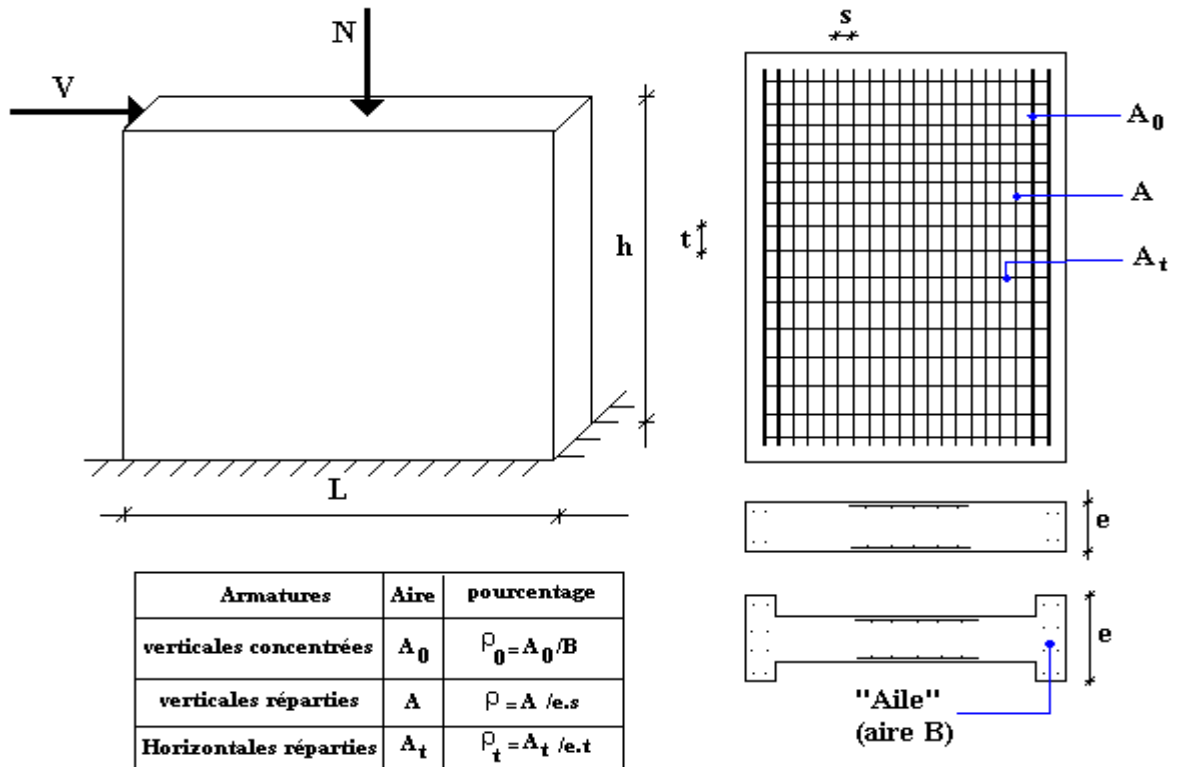


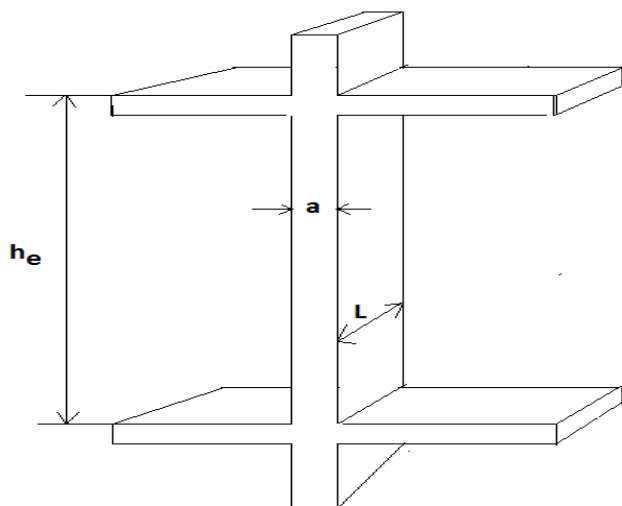
Figure II.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

## II.9. Résumer de calcul des voiles selon le règlement RPA99v2003

### II.9.1. Coffrage les voiles (pré dimensionnent)

- Sont considérer comme voiles les éléments satisfaisait la condition suivent :

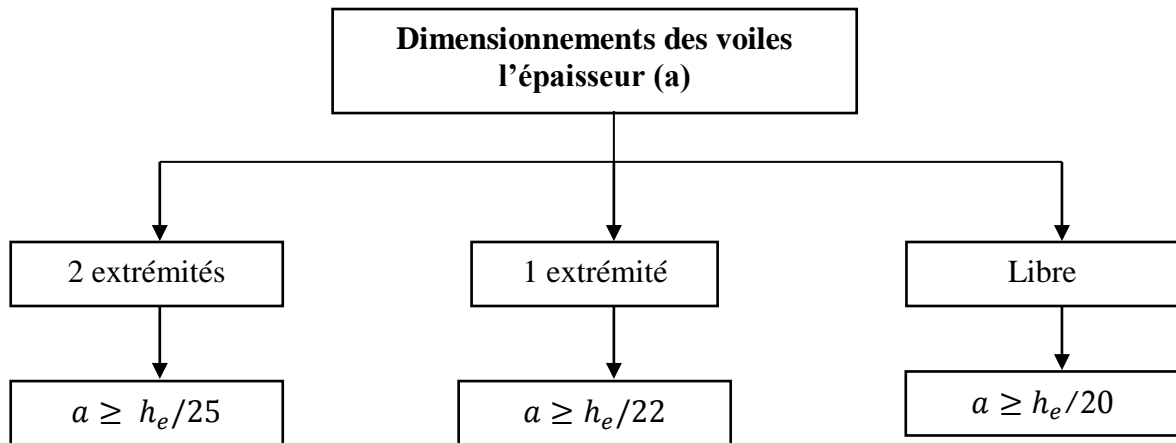
=>  $L \geq 4a$  ; avec ( $L$  : la longer des voiles,  $a$  : l'épaisseur des voiles).





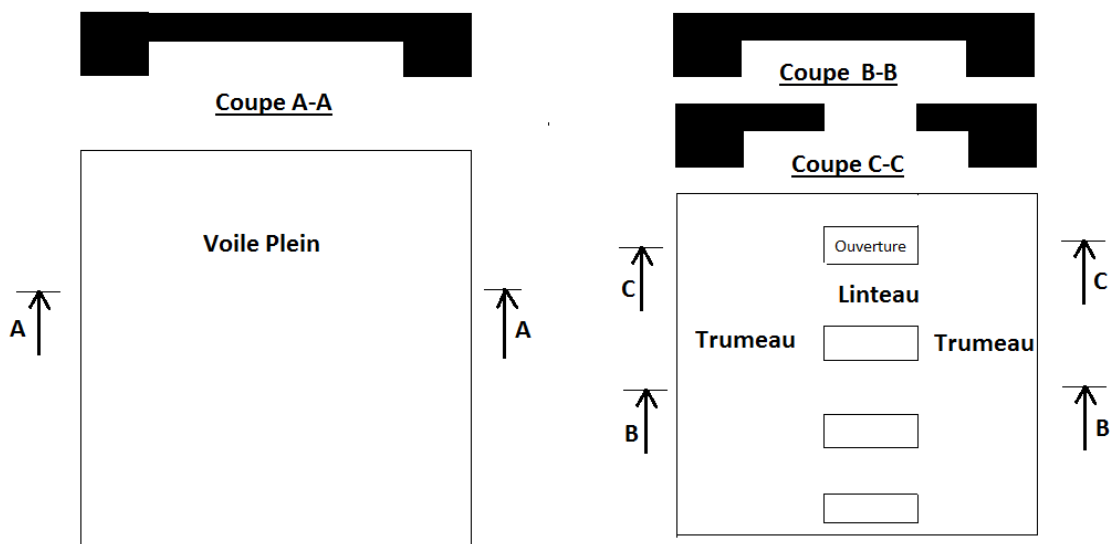
- L'épaisseur minimale est de 15 cm

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités :



### II.9.2. Ferrailage voiles

- Les voiles se composent de (trumeaux et linteaux).



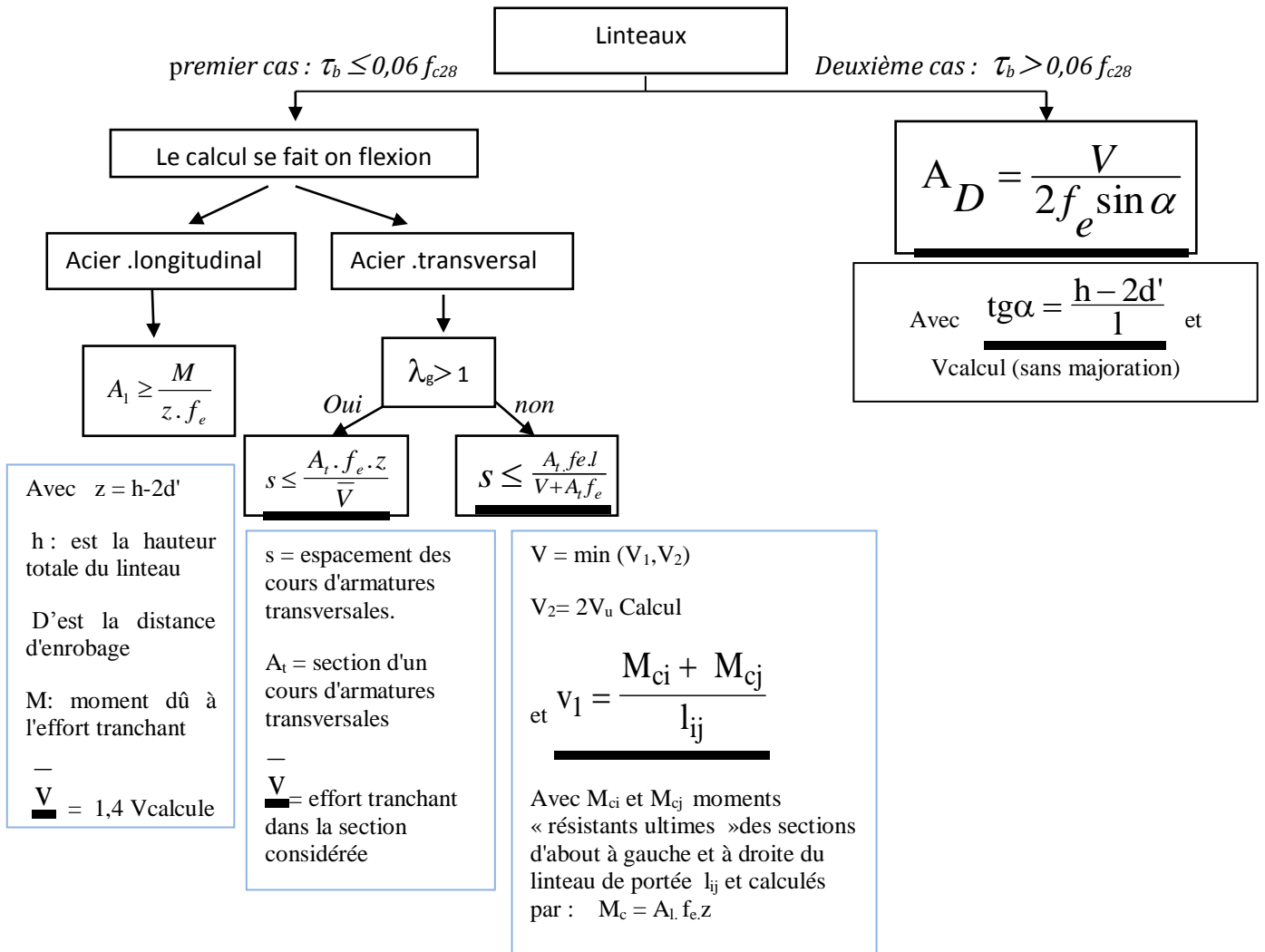
**Figure II.5:** voile plein, trumeau et linteau.

- Le Trumeau (la partie pleine du voile)
- Le Linteau (la partie du voile qui existe verticalement entre les ouvertures)

**a) Ferrailage les linteaux :**

Les linteaux sont calculés en Flexion Simple comme pour les poutres.

On résume ferrailage des linteaux à l'organigramme suivant :



- **Ferraillage minimal :**
- **Armatures longitudinales :**

$$(A_t, A'_t) \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

- **Armatures transversales :**

- Pour  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$ :  $A_t \geq 0,0015.b.s.$  (0,15%)

- Pour  $\tau_b > 0,025 f_{c28}$ :  $A_t > 0,0025.b.s.$  (0,25%)

- **Armatures en section courante (armatures de peau)**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

### b) **Ferraillage trumeaux :**

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen

En appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

(Direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant

Les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton".

Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur  $d$  :

$$d \leq \min (h_e/2, 2l'/3)$$

$l'$  : étant la longueur de la zone comprimée.

$h_e$ : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

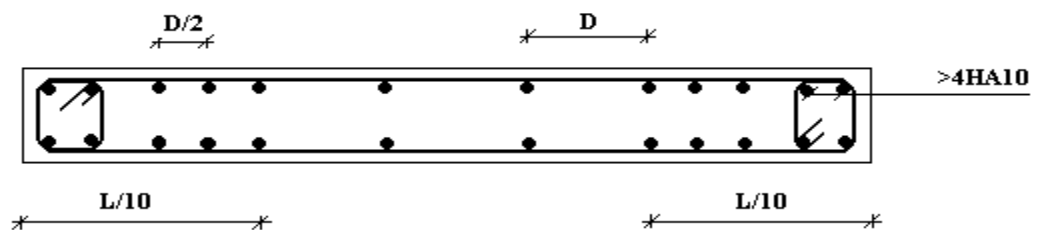
On devra disposer les ferraillages suivants :

- des aciers verticaux
- des aciers horizontaux

#### 1) **Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure II.6). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**Figure II.6:** Disposition des armatures verticales dans les voiles

### 2) Aciers horizontaux :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\varnothing$ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### 3) Règles communes :

- Le pourcentage (%) minimum du ferrailage = 0,15%
- Espacement minimum des barres  $s_l$  et  $s_t \leq [1,5a \text{ et } 30 \text{ cm}]$
- Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Les diamètres  $\Phi_l$  et  $\Phi_t$  des barres verticales et horizontales du voile (trumeau) ne doivent pas dépasser le dixième de l'épaisseur a du voile  $\Phi_l \text{ et } \Phi_t \leq a/10$

- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement des signes est possible
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### 4) La Contraint limite de cisaillement dans les linteaux et trumeaux :

- La contraint limite de cisaillement dans le béton est limite comme de suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec } \bar{V}$$

( $b_0$ : épaisseur du linteau ou du voile ;  $d$  : hauteur utile  $=0,9h$ ,  $h$  : hauteur totale de la section brute).

## II.10. Les méthodes de calculer les voiles

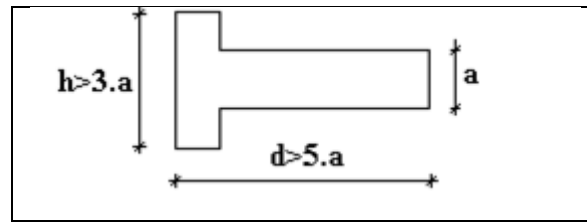
### II.10.1. La méthode des contraintes selon le règlement PS92

La méthode des contraintes selon le règlement (PS92)

est exigé par la (DTU 23.1).[7]

#### a. Justifications sous sollicitations normales :

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$



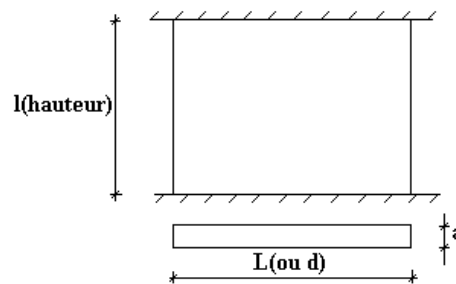
**Figure II.7:** Définition de l'élément mur

**b. Longueur de flambement :** (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$ : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



**Figure II.8:** partie de flambement

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau II.1 :** Valeurs de  $(l_f/l)$

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**c. Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$  : longueur de flambement calculée en (b)

$a$  : épaisseur du voile

$d$  : longueur du voile

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

**Tableau II.2 :** Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim}}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b> <b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

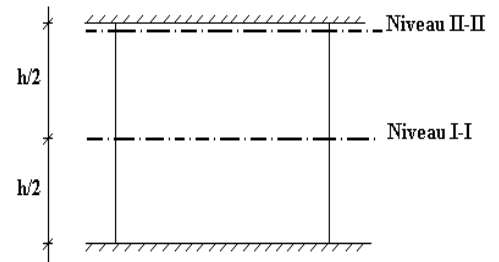
• **Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**d. Niveaux de vérification**

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$



En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau II.3 : Aciers verticaux et horizontaux**

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b> <b>Pourcentage minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.



- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

### 2. Aciers transversaux :

- Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u \text{ lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

**Tableau II.4 : Aciers transversaux**

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\phi_t</math></b>
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	8mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	8mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

### 3. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

### II.10.2. Méthode proposé pour le nouveau RPA :[8]

#### a) Ferrailages des voiles et des trumeaux :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Pour les voiles élancés ( $h_w/l_w$  est supérieur à 2.0), le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique du mur.

Pour les voiles courts ( $h_w/l_w$  est inférieur à 2.0), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant résultants du calcul de structure.

La hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique au-dessus de la base du mur est estimée comme suit (voir) :

$$h_{cr} = \max (l_w, h_w / 6)$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e \text{ pour } n > 7 \text{ niveau} \end{cases}$$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre de chaque niveau, et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

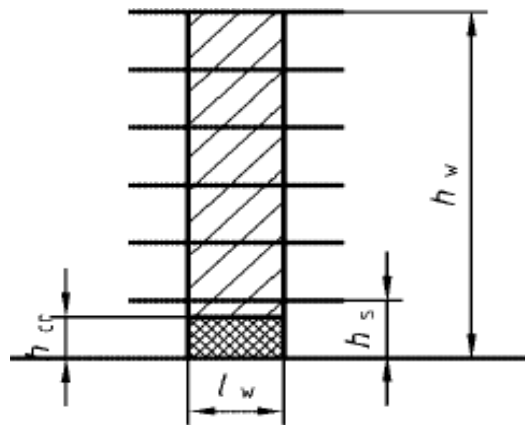


Figure II.9: Zone critique à la base du voile

### b) Exigences de ductilité pour la zone critique

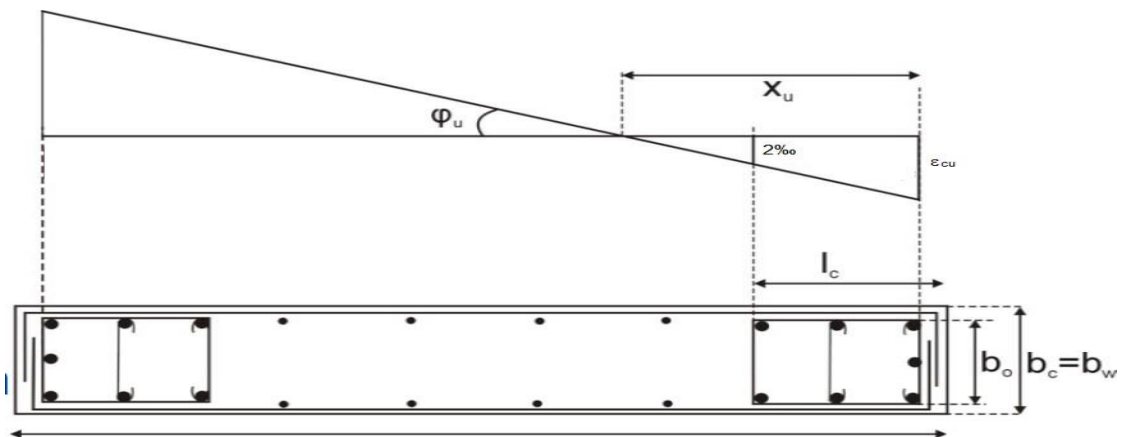
Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur  $l_c$  mesurés à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0,2% (voir Figure 2.17). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au mur. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

Avec :  $x_u$  longueur de la zone comprimée,  $b_w$  largeur de l'âme du voile. L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max(20\text{cm} ; h_e / 15)$$

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.



**Figure II.10:** Eléments de rive pour les voiles

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$S_t \leq \min(b_0 / 2, 20\text{cm}, 8d_{bl})$$

Avec

$d_{bl}$  diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur  $h_{cr}$  doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0.09 \cdot S_t b_c \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 \cdot S_t b_c \cdot \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

$(A_g/A_{ch})$  représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

#### c) Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### d) Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à

l'effort tranchant doit satisfaire la formules  $\frac{A_h}{S} > \frac{\bar{V}}{z f_e}$

Avec  $\bar{V}$  effort tranchant de calcul.

$$z=0,9d$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%. De plus, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min (1,5b_w, 25cm)$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m<sup>2</sup>.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser  $b_w/10$ .

#### e) Règles communes

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

## CHAPITRE III

# *PREDIMENSIONNEMENT*

### III.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99 V2003** et **BAEL 91 modifié 99**.

Les résultats obtenus peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

### III.2. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux dont leur épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

Pour des planchers courants et pour des raisons économiques et de mise en œuvre, on opte généralement pour des corps creux avec des poutrelles préfabriquées. Ils sont conçus afin de supporter leur poids propre, les charges d'exploitations et assurer l'isolation thermique et phonique.

#### a) Plancher à corps creux :

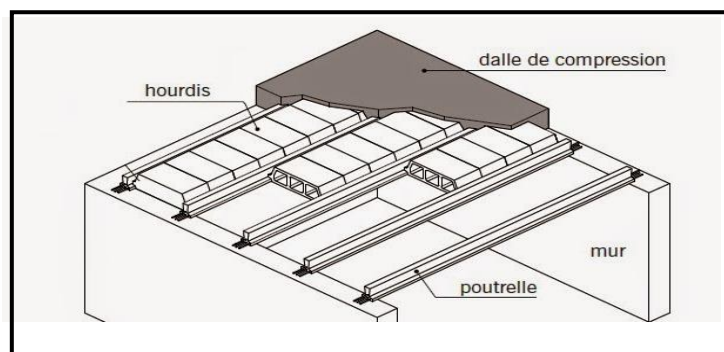


Figure III.1 : Détails d'un plancher à corps creux

Selon le **BAEL 91v99**, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$h_t$  : L'épaisseur totale du plancher.

$L$  : la portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$L = 4.5 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad 18 \leq h_t \leq 22,5$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5)=21cm**.

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : hauteur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm : hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

### b) Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

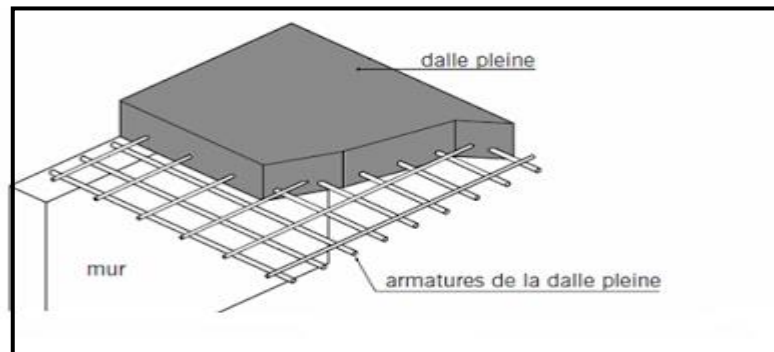


Figure III.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

Le coupe-feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

$e = 7 \text{ cm}$  Pour une heure de coupe - feu

$e = 11 \text{ cm}$  Pour deux heures de coupe – feu

Alors, on admet :  $e = 11 \text{ cm}$ .

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$



**Avec :**

$e$  = Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  = La portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 6$  m

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc :  $12 \leq e \leq 15$  (cm)  $\longleftrightarrow$  On admet :  $e = 14$  cm.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « **BAEL 91v99** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit :  $e = 15$  cm.

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on choisit une épaisseur de **15cm**.

- **Conclusion :**

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux  $e = (16+5)$  cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de **16 cm** et une dalle de compression de **5 cm (16+5)**
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de **15 cm**.

### III.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le DTR B.C.2.2. [3]

**III.3.1 Charges permanentes****A) Terrasse inaccessible :****Tableau III.1 :** Composition de la terrasse (inaccessible)

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	18	0.05	0.9
Étanchéité multicouche	-	-	0.12
Forme de pente ( $e_{moy} = 25cm$ )	22	0.125	2.75
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Dalle à corps creux (16+5)	-	-	2.8
Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
$\Sigma$	/	/	<b>6.93</b>

**B) Etage courant :****Tableau III.2 :** Composition du plancher courant

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle à corps creux (16+5)	-	-	2.8
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons de répartition	-	-	1
$\Sigma$	/	/	<b>5.34</b>

**C) Dalle pleine :****Tableau III.3:** Composition de la dalle pleine

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
$\Sigma$	/	/	<b>5.15</b>

**D) Dalle pleine terrasse :****Tableau III.4 :** Composition de la dalle pleine (terrasse)

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
Cloison légères	/	/	1
$\Sigma$	/	/	<b>6.15</b>

**E) Mur extérieur (double cloisons) :****Tableau III.5:** Composition de mur extérieur

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit intérieur en plâtre	10	0.02	0.20
Brique creuses	9	0.10	0.90
Lame d'air	0	0.05	0
Brique creuses	9	0.15	1.35
Enduit extérieur en ciment	18	0.02	0.36
$\Sigma$	/	/	<b>2.81</b>

**F) Balcons :****Tableau III.6:** Composition de balcons

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
$\Sigma$	/	/	<b>5.15</b>

g) L'acrotère :

$$G_1 (\text{Le poids propre}) = 25 \times [(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02 / 2)] = 1,725 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 (\text{Le poids de revêtement}) = 2 \times 0.02 \times 0.6 \times 14 = 0.336 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,061 \text{ kN/ml}$$

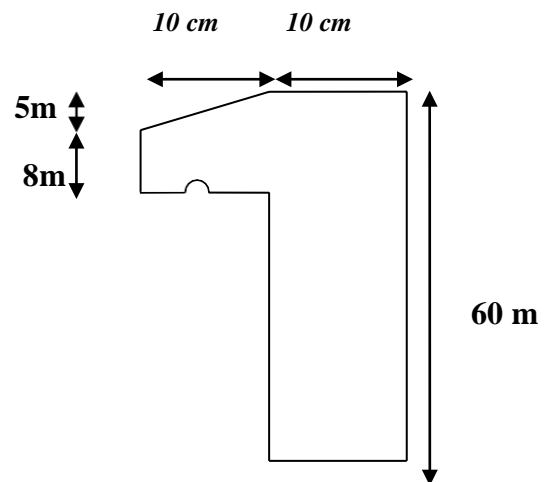


Figure III. 3 L'acrotère

### III.3.2 Charges d'exploitations

Tableau III.7: Charges d'exploitations.

N° de l'étage	Usage	Charge d'exploitation (kN)
Du 3 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup>	Habitat	1.5
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	Service	2.5
RDC / SS	Commerce	5
/	Terrasse inaccessible	1
/	Terrasse accessible	1.5
	Balcon	3.5

### III.4 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nu .

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $h \geq 30cm$  .

- La largeur **b** de la poutre doit être :  $b \geq 20cm$  .

- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

- On 'a :

1-Poutre principale (porteuse) : L = 5.1m. L = 5.7m

2- Poutre secondaire (non porteuse) : L = 4,50 m.

**Tableau III.8:** Pré-dimensionnement des poutres

Selon le BAEL91 (pré -dimensionnement)			
Poutre principale			Poutre secondaire
$L/15 \leq h \leq L/10$	L =5.1 m	L =5.7 m	L =4.5 m
	$34 \leq h \leq 51 (cm)$	$38 \leq h \leq 57 (cm)$	$30 \leq h \leq 45 (cm)$
	<b>h=45cm</b>	<b>h=45cm</b>	<b>h=35cm</b>
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$13.5 \leq b \leq 31.5 (cm)$	$13.5 \leq b \leq 31.5 (cm)$	$10.5 \leq b \leq 24.5 (cm)$
	<b>b= 30cm</b>	<b>b= 30cm</b>	<b>b= 30cm</b>
Selon le RPA99/V2003 (vérification)			
• $h \geq 30cm$	$h=45 \geq 30 (cm)$	$h=45 \geq 30 (cm)$	$h=35 \geq 30 (cm)$
• $b \geq 20cm$	$b=30 \geq 20 (cm)$	$b=30 \geq 20 (cm)$	$b=30 \geq 20 (cm)$
• $h/b \geq 4$	$45/30=1.571 \leq 4$	$45/30=1.5 \leq 4$	$35/30=1.16 \leq 4$

### III.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

#### III.5.1 Procédure de pré-dimensionnement

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

#### ❖ D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad [1]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$ : Elancement d'EULER :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$ : Longueur de flambement :  $L_f = k l_0$
- $i$ : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$ : Moment d'inertie de la section :  $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$
- $B$  : Surface de la section du béton :  $a \times b$
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ )..... situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30$  MPa).

- $A_s'$  : Section d'acier comprimée.
- $B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.
- $\left( a = \frac{l_f}{10} \right)$

$$\text{➤ } B_r = (a - 0,02)^2 \longrightarrow a = b = \sqrt{B_r} + 2 \quad (\text{cm})$$

❖ **Selon le BAEL 91 modifié 99** : [1]

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \geq 50 \\ 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Selon BAEL, on prend comme hypothèse  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

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

En faisant l'application numérique  $B_r$  sera égale à :  $B_r \geq 0,0532 \cdot N_u$

\* **Le minimum requis par le "RPA99 version 2003"** : [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux carrés

$$\begin{cases} * \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec : (a ;b) : Dimensions de la section.

$h_e$ : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

❖ **Vérification à l'ELS :**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- $N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser}=N_G+N_Q$ ).
- $B$  : section de béton du poteau.
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s=1\%B$ ),
- $n$  : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.
- En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} < 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

**Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont :

**Tableau III.9:** Surface reprise par chaque poteau.

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau de rive	11,28
Poteau central	21,15



### III.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime

#### a. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q.

Donnée par **DTR.B.C.2.2 [3]**

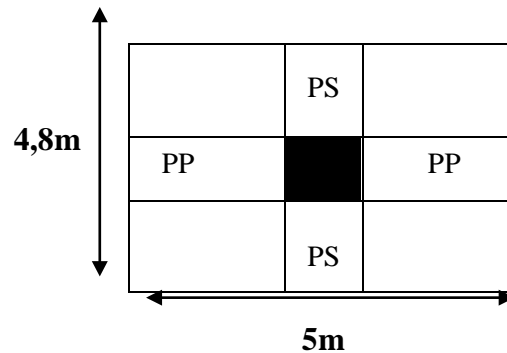
Avec :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \quad \text{pour } n \geq 5$$

- n : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q$  : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs..
- $Q_0 = 1 \text{ KN/m}$  (Terrasse inaccessible).
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}$  (usage d'habitation).

**Tableau III.10** : Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	$\Sigma$ Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P9	$Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P8	$Q_2$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
P7	$Q_3$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P6	$Q_4$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
P5	$Q_5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
P4	$Q_6$	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
P3	$Q_7$	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,497
P2	$Q_8$	$\Sigma_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,97
P1	$Q_9$	$\Sigma_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	11,385
RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9 + Q_{10})$	14,325

**b- Descente de charges :****1. Poteau central :****Figure III.4 :** surface reprise par le poteau central.

$$\text{Surface afférente : } S = (4,8 - 0,3) \times (5 - 0,3) = 21,15\text{m}^2$$

**Calcul des différents poids :**

- **Poids des planchers :**

$$\text{Poids du plancher terrasse} = 6,93 \times 21,15 = 146,56\text{kN}$$

$$\text{Poids du plancher étages courant} = 5,34 \times 21,15 = 112,94 \text{ kN}$$

- **Poids des poutres principales et secondaires :**

$$(0,30 \times (0,45 - 0,05) \times 25 \times 4,7) + (0,3 \times (0,35 - 0,05) \times 25 \times 4,5) = 24,22 \text{ kN}$$

- **Poids des poteaux :**

$$\text{Poteau (s.s) (h = 3,74)} = 25 \times (3,74 - 0,45) \times 0,3^2 = 7,4 \text{ kN}$$

$$\text{Poteau (RDC) (h = 5,95)} = 25 \times (5,95 - 0,45) \times 0,3^2 = 12,37\text{kN}$$

$$\text{Poteau (1ère étage) (h = 4,08)} = 25 \times (4,08 - 0,45) \times 0,3^2 = 8,16\text{kN}$$

$$\text{Poteau (2ème et 7ème étage) (h = 3,06)} = 25 \times (3,06 - 0,45) \times 0,3^2 = 5,87\text{kN}$$

$$\text{Poteau (8ème étage) (h = 2,96)} = 25 \times (2,96 - 0,45) \times 0,3^2 = 5,65 \text{ kN}$$

$$\text{Poteau (9ème étage) (h = 3,36)} = 25 \times (3,36 - 0,45) \times 0,3^2 = 6,55 \text{ kN}$$

- **Poids de l'acrotère :**

$$(2,06 \times 5) = 10,3 \text{ kN}$$

- **Poids des murs :**

$$(s.s) : 2.81 \times 4.7 \times (3.74 - 0.45) = 40.66 \text{ KN}$$

$$(RDS) : 2.81 \times 4.7 \times (5.95 - 0.45) = 67.68 \text{ KN}$$

$$(1\text{ère étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (4.08 - 0.45) = 44.67 \text{ KN}$$

$$(2\text{ème et 7 ème étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (3.06 - 0.45) = 32.26 \text{ KN}$$

$$(8\text{ ème étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (2.96 - 0.45) = 31.01 \text{ KN}$$

$$(9\text{ étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (3.36 - 0.45) = 35.97 \text{ KN}$$

- **Charges permanentes ( G ) :**

**Tableau III.11** : La descente des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Niv	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
<b>9</b>	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	146.56 24.22 6.55
<b>8</b>	N2	N1+ Poids du plancher courant Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	177,33+ 112,94 24,22 5,65
<b>7</b>	N3	N2+X1	320.14+ 137.16 5.87
<b>6</b>	N4	N3+X1	463.17+ 143.03
<b>5</b>	N5	N4+X1	606.20+ 143.03
<b>4</b>	N6	N5+X1	803.26+ 143.03
<b>3</b>	N7	N6+X1	925.29+ 143.03
<b>2</b>	N8	N7+X1	1103.32+ 143.03
<b>1</b>	N9	N8+X1	1259.35+ 145,32
<b>RDC</b>	N10	N9+X1	1405.67+ 149.53
<b>Sous-sol</b>	N11	N10+X1	1530.20+ 144.56
<b>Total</b>	/		1670,76

## - Charges d'exploitation ( Q )

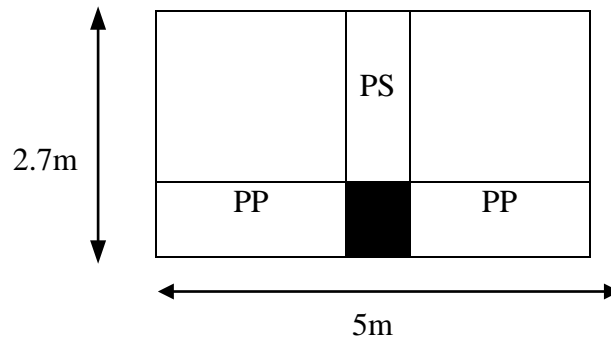
**Tableau III.12** : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface(m)	Surcharge	Q ( kN )
<b>9</b>	21,15	1	21,15
<b>8</b>	21,15	2,5	52,88
<b>7</b>	21,15	3,85	81,43
<b>6</b>	21,15	5,05	106,81
<b>5</b>	21,15	6,1	129,02
<b>4</b>	21,15	7	148,05
<b>3</b>	21,15	7,75	163,91
<b>2</b>	21,15	8,497	179,71
<b>1</b>	21,15	9,97	210,87
<b>RDC</b>	21,15	11,385	240,79
<b>Sous-sol</b>	21,15	14,325	302,97
<b>Totale</b>			302,97

➤ Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13** : choix final des poteaux centraux.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nser (KN)	Nu(KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	RPa (cm)	a=b (cm)	Choix	$\sigma_{ser}$ (Mpa)	obs
<b>9</b>	177,33	21,15	198,48	271,12	144,24	30,00	14,01	<b>30×30</b>	1,92	<b>Ok</b>
<b>8</b>	320,14	52,88	373,02	511,51	272,12	30,00	18,50	<b>30×30</b>	3,60	<b>Ok</b>
<b>7</b>	463,17	81,43	544,60	747,42	397,63	30,00	21,94	<b>30×30</b>	5,26	<b>Ok</b>
<b>6</b>	606,2	106,81	713,01	978,59	520,61	30,00	24,82	<b>30×30</b>	6,89	<b>Ok</b>
<b>5</b>	803,26	129,02	932,28	1277,93	679,86	30,00	28,07	<b>30×30</b>	9,01	<b>Ok</b>
<b>4</b>	925,29	148,05	1073,34	1471,22	782,69	30,00	29,98	<b>30×30</b>	10,37	<b>Ok</b>
<b>3</b>	1103,32	163,91	1267,23	1735,35	923,20	30,00	32,38	<b>35×35</b>	11,64	<b>Ok</b>
<b>2</b>	1295,35	179,71	1475,06	2018,29	1073,73	30,00	34,77	<b>35×35</b>	13,55	<b>Ok</b>
<b>1</b>	1405,67	210,87	1616,54	2213,96	1177,83	30,00	36,32	<b>40×40</b>	8,79	<b>Ok</b>
<b>RDC</b>	1530,2	240,79	1770,99	2426,96	1291,14	30,00	37,93	<b>40×40</b>	9,62	<b>Ok</b>
<b>Sous-sol</b>	1670,76	302,97	1973,73	2709,98	1441,71	30,00	39,97	<b>40×40</b>	10,73	<b>Ok</b>

**2. Poteau de rive :****Figure III.5 :** surface reprise par le poteau de rive.

**Surface afférente :**  $S = (2.7 - 0.3) \times (5 - 0.3) = 11.28\text{m}^2$

**Calcul des différents poids :**

- **Poids des planchers :**

Poids du plancher terrasse =  $6.93 \times 11.28 = 78.17 \text{ kN}$

Poids du plancher étages courant =  $5.34 \times 11.28 = 60.23 \text{ kN}$

- **Poids des poutres principales et secondaires :**

$(0.30 \times (0.45 - 0.05) \times 25 \times 4.7) + (0.3 \times (0.35 - 0.05) \times 25 \times 2.4) = 19.5 \text{ kN}$

- **Poids des poteaux :**

Poteau (s.s) ( $h = 3.74$ ) =  $25 \times (3.74 - 0.45) \times 0.3^2 = 7.4 \text{ kN}$

Poteau (RDC) ( $h = 5.95$ ) =  $25 \times (5.95 - 0.45) \times 0.3^2 = 12.37 \text{ kN}$

Poteau (1ère étage) ( $h = 4.08$ ) =  $25 \times (4.08 - 0.45) \times 0.3^2 = 8.16 \text{ kN}$

Poteau (2ème et 7ème étage) ( $h = 3.06$ ) =  $25 \times (3.06 - 0.45) \times 0.3^2 = 5.87 \text{ kN}$

Poteau (8ème étage) ( $h = 2.96$ ) =  $25 \times (2.96 - 0.45) \times 0.3^2 = 5.64 \text{ kN}$

Poteau (9ème étage) ( $h = 3.36$ ) =  $25 \times (3.36 - 0.45) \times 0.3^2 = 6.54 \text{ kN}$

- **Poids de l'acrotère :**

$(2.06 \times 5) = 10.3 \text{ kN}$

- **Poids des murs :**

$$(s.s) : 2.81 \times 4.7 \times (3.74-0.45) = 40.66 \text{ KN}$$

$$(RDS) : 2.81 \times 4.7 \times (5.95-0.45) = 67.68 \text{ KN}$$

$$(1\text{ère étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (4.08-0.45) = 44.67 \text{ KN}$$

$$(2\text{ème et 7 ème étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (3.06-0.45) = 32.26 \text{ KN}$$

$$(8\text{ème étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (2.96-0.45) = 31.01 \text{ KN}$$

$$(9\text{ étage}) : 2.81 \times 4.7 \times (3.36-0.45) = 35.97 \text{ KN}$$

- **Charges permanentes (G) :**

**Tableau III.14:** La descente des charges permanentes (Poteau de rive).

Etage	Niv	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
<b>9</b>	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau Poids de l'acrotère	78.17 19.5 6.54 10.3
<b>8</b>	N2	N1+ Poids du plancher courant Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau Poids des murs	114,49+ 60.23 19.5 5 ,64 31.01
<b>7</b>	N3	N2+X1	230,87+ 32.26 23.49 32.26
<b>6</b>	N4	N3+X1	362.31+ 123.02
<b>5</b>	N5	N4+X1	485.33+ 123.02
<b>4</b>	N6	N5+X1	608.35+ 123.02
<b>3</b>	N7	N6+X1	731.37+ 123.02
<b>2</b>	N8	N7+X1	854.39+ 123.02
<b>1</b>	N9	N8+X1	977.41+ 144.61
<b>RDC</b>	N10	N9+X1	1122.02+ 184.45
<b>Sous-sol</b>	N11	N10+X1	1306.47+ 135.11
<b>Total</b>	/		1441.58

## - Charges d'exploitations (Q) :

**Tableau III.15:** La descente des charges verticales (Poteau de rive).

Etage	Surface(m)	Surcharge	Q ( kN )
<b>9</b>	11,28	1	11,28
<b>8</b>	11,28	2,5	28,20
<b>7</b>	11,28	3,85	43,43
<b>6</b>	11,28	5,05	56,96
<b>5</b>	11,28	6,1	68,81
<b>4</b>	11,28	7	78,96
<b>3</b>	11,28	7,75	87,42
<b>2</b>	11,28	8,497	95,85
<b>1</b>	11,28	9,97	112,46
<b>RDC</b>	11,28	11,385	128,42
<b>Sous-sol</b>	11,28	14,325	161,59
<b>Totale</b>			161,59

- Les résultats et le choix final des poteaux d'angle sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16 :** choix final des poteaux d'angle.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nser (KN)	Nu(KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	RPa (cm)	a=b (cm)	Choix	$\sigma_{ser}$ (Mpa)	obs
<b>9</b>	114,49	11,28	125,77	171,48	91,23	30,00	11,55	<b>30×30</b>	1,22	<b>Ok</b>
<b>8</b>	230,87	28,2	259,07	353,97	188,31	30,00	15,72	<b>30×30</b>	2,50	<b>Ok</b>
<b>7</b>	362,31	43,43	405,74	554,26	294,87	30,00	19,17	<b>30×30</b>	3,92	<b>Ok</b>
<b>6</b>	485,33	56,96	542,29	740,64	394,02	30,00	21,85	<b>30×30</b>	5,24	<b>Ok</b>
<b>5</b>	608,35	68,81	677,16	924,49	491,83	30,00	24,18	<b>30×30</b>	6,54	<b>Ok</b>
<b>4</b>	731,37	78,96	810,33	1105,79	588,28	30,00	26,25	<b>30×30</b>	7,83	<b>Ok</b>
<b>3</b>	854,39	87,42	941,81	1284,56	683,38	30,00	28,14	<b>30×30</b>	9,10	<b>Ok</b>
<b>2</b>	977,41	95,85	1073,26	1463,28	778,46	30,00	29,90	<b>30×30</b>	10,37	<b>Ok</b>
<b>1</b>	1122,02	112,46	1234,48	1683,42	895,58	30,00	31,93	<b>35×35</b>	11,34	<b>Ok</b>
<b>RDC</b>	1306,47	128,42	1434,89	1956,36	1040,79	30,00	34,26	<b>35×35</b>	13,18	<b>Ok</b>
<b>Sous-sol</b>	1441,58	161,59	1603,17	2188,52	1164,29	30,00	36,12	<b>40×40</b>	8,71	<b>Ok</b>

### III.6 Pré-dimensionnement des voiles

#### Introduction :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99 versions 2003**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles qui assurent le contreventement sont supposés être pleins.

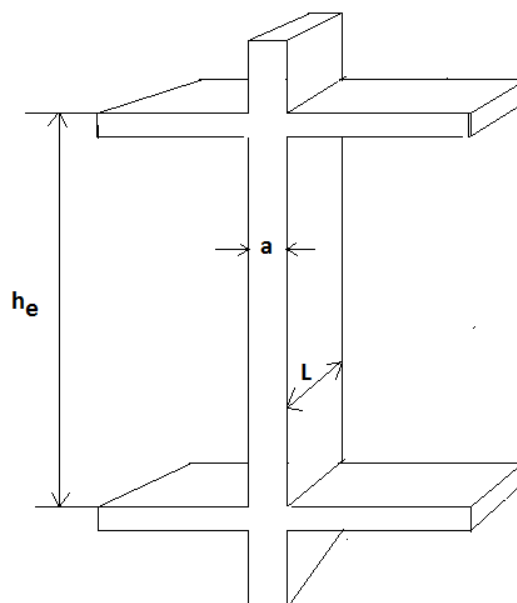
D'après le **RPA 99 article 7.7.1** les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

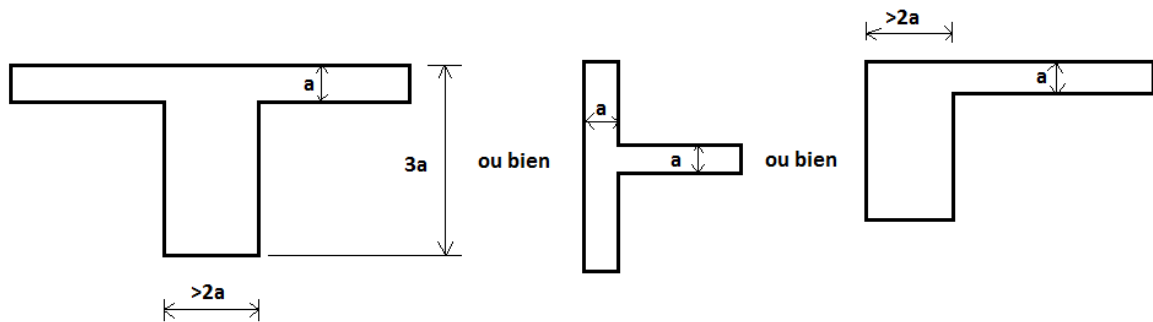
L'épaisseur minimale est de 15cm de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure III.7 :** Chemin de voile.



- Un voile dont une extrémité se termine par des poteaux ou voiles :



**Figure III.8 :** Chemin de voile dont une extrémité

- $a \geq \frac{he}{22}$  .....  $he = H - hp$  (  $H$  : Hauteur d'étage ,  $hp$  :Hauteur poutre ) .
- RDC :  $he = 5.6m$   
 $a \geq \frac{5.6}{22} \rightarrow a \geq 0,25 \rightarrow a = 0,25m$
- 1<sup>er</sup> étage :  $he = 3.73$   
 $a \geq \frac{3.73}{22} \rightarrow a \geq 0,16 \rightarrow a = 0,20m$
- 2eme étage et 7eme étage :  $he= 2.71m$   
 $a \geq \frac{2.71}{22} \rightarrow a \geq 0,12 \rightarrow a = 0.15m$
- 8eme étage :  $he = 2,61m$   
 $a \geq \frac{2,61}{22} \rightarrow a \geq 0,11 \rightarrow a = 0,15m$
- 9eme étage :  $he = 3,01m$   
 $a \geq \frac{3,01}{22} \rightarrow a \geq 0,14 \rightarrow a = 0,15m$

**Tableau III.17 :** choix final des voiles

Étage	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2etage	3et7etage	8 étages	9 étages
a(cm)	25	20	15	15	15	15

- Donc pour les voiles, on choisit une épaisseur de  $e = 20$  cm.

## CHAPITRE IV

# *ETUDE DYNAMIQUE*

### **IV.1. Introduction**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

### **IV.2 Etude dynamique**

#### **IV.2.1. Introduction**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### **IV.2.2. Modélisation mathématique**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

### IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ<sub>ω</sub> est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω<sup>2</sup>).

Les (n) solutions (ω<sub>1</sub><sup>2</sup>; ω<sub>2</sub><sup>2</sup>; .....; ω<sub>n</sub><sup>2</sup>) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à ω<sub>1</sub> et il est appelé mode fondamental (ω<sub>1</sub> < ω<sub>2</sub> < ... < ω<sub>n</sub>)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A<sub>i</sub>}<sub>i</sub> ou forme modale (modale Shape).

### IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS,

ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du ETABS (version 16.2.1)

### **IV.3.1. Présentation du programme ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

### **IV.3.2 Modélisation de rigidité**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### **IV.3.3. L'analyse**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

#### IV.3.4. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99 version2003 avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .

#### IV.3.5. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

### IV .4. Etude sismique

#### IV.4.1. Stratégie du calcul sismique

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

### 1- La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée de la mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

#### a. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

**Zone III :**  $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5} \\ \text{niveaux ou 17m.} \\ \bullet \text{groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3} \\ \text{niveaux} \\ \text{ou 10m.} \\ \bullet \text{groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou} \\ \text{8m.} \end{array} \right.$

- ✓ La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

### 2- La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

#### a-Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.



- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

### 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

#### IV.4.2. Choix de la méthode calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

#### IV.4.3. Analyse spectrale

##### IV .4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

**IV.4.3.2. Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

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

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

**A= 0,25**

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

**R=4** (4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé).

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,4 \text{ s (site ferme S=2)}$$

**Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

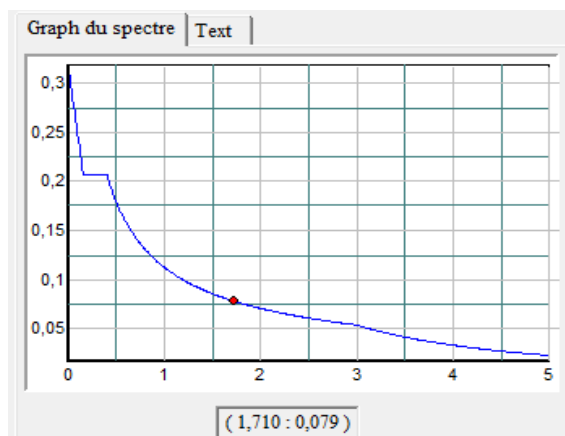
**Tableau IV.1** : Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = \mathbf{1.20}.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = \mathbf{1.20}.$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**



**Figure IV.1** : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

Avec

$A = 0,25$ .

$R = 4$ .

$Q = 1,20$ .

$W$  : Poids total de la structure.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \cdot \end{cases}$$

$\eta = 0,8819$     $T_1 = 0,15$  s    $T_2 = 0,4$  s    $T = ?$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 34,71 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 61,6 \text{ m}$$

$$D_y = 31,07 \text{ m}$$

→  $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (34,71)^{3/4} = 0,715 \text{ sec}$ , dans les deux directions.

✓ Suivant la direction (x-x)  $T_x = 0,09 \frac{34,71}{\sqrt{61,6}} = 0,362 \text{ sec}$

✓ Suivant la direction (y-y)  $T_y = 0,09 \frac{34,71}{\sqrt{31,07}} = 0,56 \text{ sec}$

**Sens (x-x) :**  $T_x = \min ( 0,715 ; 0,362 ) = 0,362 \text{ sec}$

**Sens (y-y) :**  $T_y = \min ( 0,715 ; 0,56 ) = 0,56 \text{ sec}$

Calcul de D

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(x-x) : } 0 < 0,362 < T_2, D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,8819 = 2,2 \\ \text{(y-y) : } T_2 < 0,56 < 3s, D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,4}{0,56}\right)^{2/3} = 1,76 \end{array} \right.$$

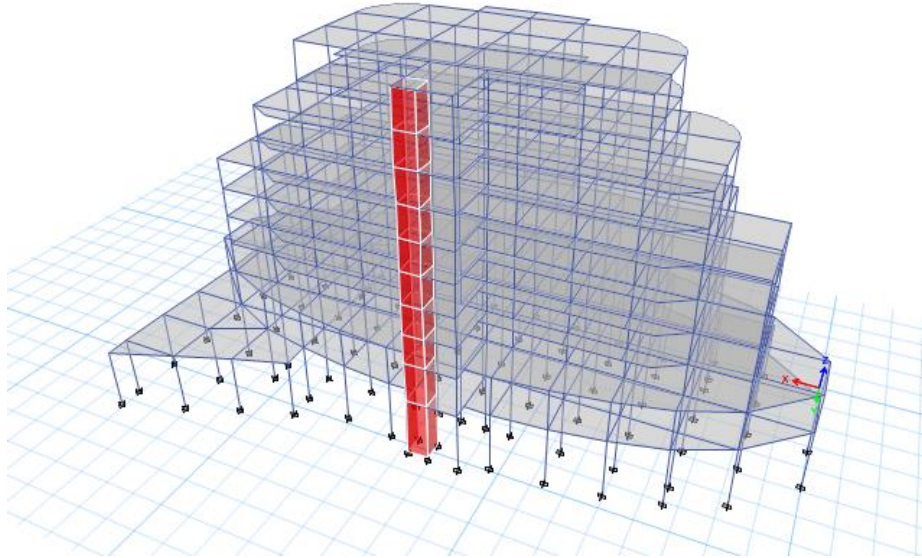
Donc :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 2,2 \cdot 1,2}{4} W = 0,165W$$

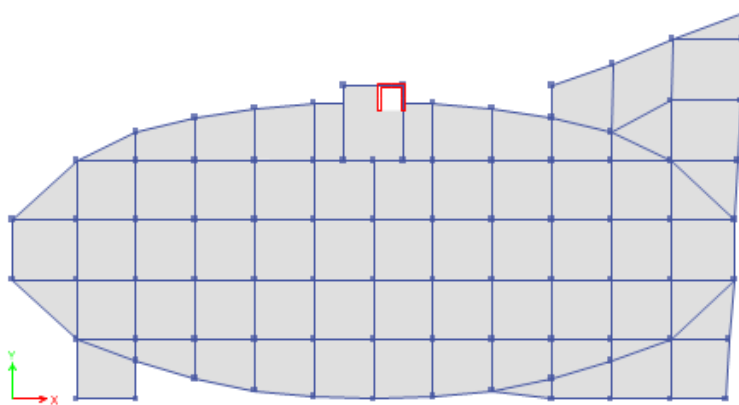
$$V_y = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,76 \cdot 1,2}{4} W = 0,132W$$

**IV.5 Résultats de l'analyse sismique****1-Modèle initial :**

- **Disposition des voiles :**



**Figure IV.2 :** Vue en 3D du modèle initial.



**Figure IV.3 :** Vue en plan du modèle initial

**Tableau IV.2 :** Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

Niveau	Les sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres secondaire (cm <sup>2</sup> )
04 <sup>ème</sup> 05 <sup>ème</sup> 06 <sup>ème</sup> 07 <sup>ème</sup> 08 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	<b>30×30</b>	<b>30×45</b>	<b>30×35</b>
03 <sup>ème</sup> 02 <sup>ème</sup>	<b>35×35</b>	<b>30 ×45</b>	<b>30×35</b>
RDC 01 <sup>er</sup>	<b>40×40</b>	<b>30×45</b>	<b>30×35</b>

Dalle pleine (balcon)	Plancher corps creux	Voile
<b>e = 15 cm</b>	$h = (16+5) = 21\text{cm}$	<b>e = 20cm</b>

**a-Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau IV.3 :** Participation massique du modèle initial.

Mode	Périodes(s)	UX(%)	UY(%)	SumUX	SumUY
1	1,77	0,0077	<b>0,6812</b>	0,0077	0,6812
2	1,564	<b>0,5534</b>	0,0124	0,5611	0,6936
3	1,285	<b>0,1731</b>	<b>0,0014</b>	0,7342	0,695
4	0,682	0,0673	0,0076	0,8014	0,7027
5	0,606	0,0057	0,1705	0,8071	0,8732
6	0,452	0,0284	0,0003	0,8355	0,8735
7	0,44	0,094	0,0002	0,9295	0,8737
8	0,315	0,001	0,0212	0,9305	0,8948
9	0,309	0	0,0527	<b>0,9305</b>	<b>0,9475</b>
10	0,237	0,0002	0,0001	0,9307	0,9476
11	0,224	0,0464	0,0002	0,9771	0,9478
12	0,183	0,001	0,0124	0,978	0,9602

**Remarque :**

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur.

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,77\text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation Y-Y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation X-X
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

**b- Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de « **ETABS** » on a :

$$W = 63606.15 \text{ KN}$$

- $V_x = 10495,18\text{KN} \Rightarrow 0,8V_x = 8396.01$
- $V_y = 8396,01\text{KN} \Rightarrow 0,8V_y = 6716.81$

$$V_{tx} = 3873.02 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 3929,52 \text{ KN}$$

Donc :

$0,8V_x > V_{tx}$  et  $0,8V_y > V_{ty}$  la condition non vérifiée .

- Donc ajoute les voiles et il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure

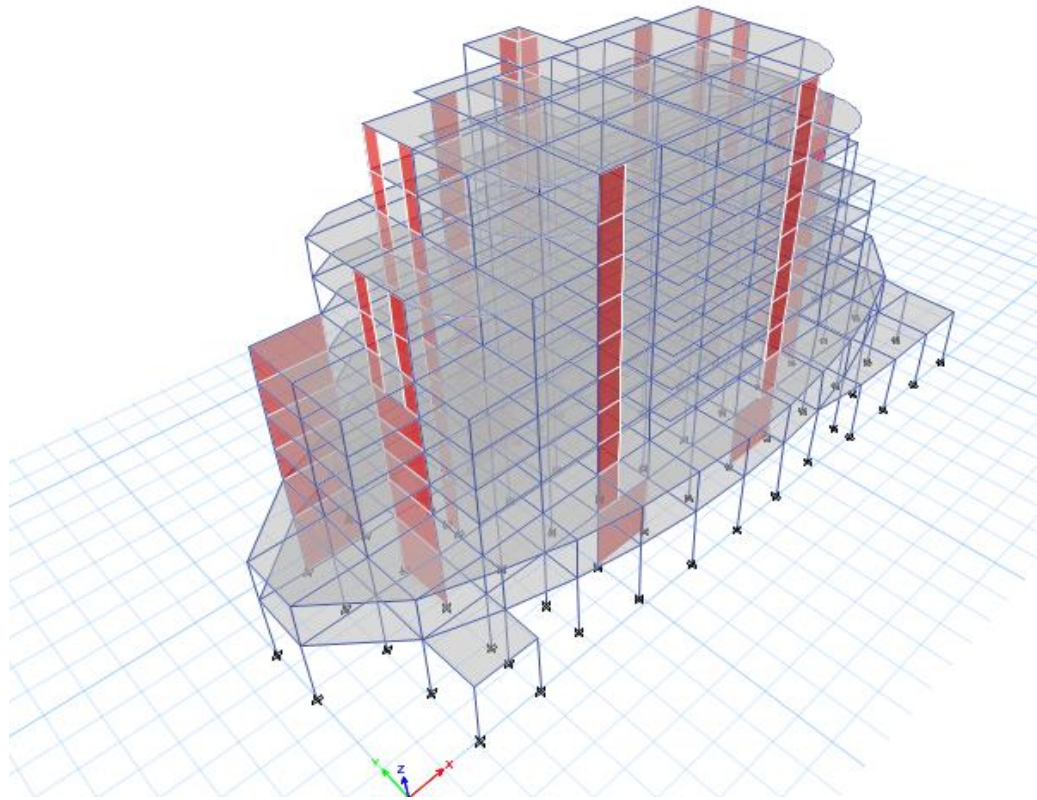
**Tableau IV.4 :** la section des poteaux et voiles.

Les étages	RDC	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>
<b>Poteau (b=h) (cm)</b>	45	45	40	40	35	35	30	30	30	30
<b>Voile (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

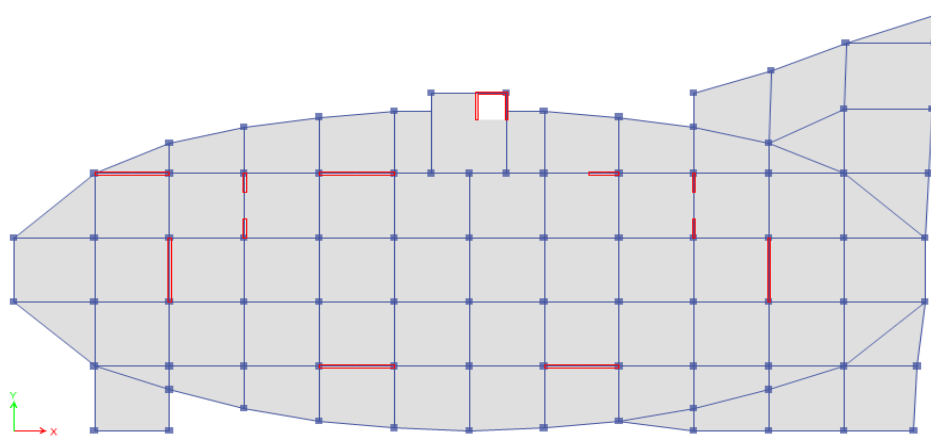


**1-Modèle 1 :**

- **Disposition des voiles :**



**Figure IV.4 :** Vue en 3D du modèle 1.



**Figure IV.5:** vue en plan du modèle 1.

## a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.5 : Participation massique du modèle final.

Mode	Périodes(s)	UX(%)	UY(%)	SumUX	SumUY
1	1,063	0,0001	<b>0,6365</b>	0,0001	0,6365
2	0,94	<b>0,5935</b>	0,0001	0,5936	0,6366
3	0,694	<b>0,0157</b>	<b>0,0001</b>	0,6093	0,6367
4	0,351	0,0004	0,182	0,6098	0,8187
5	0,32	0,1491	0,0011	0,7589	0,8197
6	0,245	0,0196	0,0003	0,7785	0,82
7	0,166	0,0026	0,0911	0,781	0,9111
8	0,158	0,0956	0,0035	0,8767	0,9146
9	0,122	0,0202	0,0007	0,8969	0,9153
10	0,102	0,001	0,0475	0,8979	0,9628
11	0,1	0,0396	0,0024	<b>0,9375</b>	<b>0,9652</b>
12	0,077	0,0107	0,0002	0,9481	0,9654

**Remarque :**

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur et les voiles que l'on a rajoutés.

**Constatation :** L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,063\text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y .
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

a- **Résultantes des forces sismiques :**

$$W = 69217,2939 \text{ KN} \Rightarrow V^X = 11420.85 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_X = 9136.68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V^Y = 9275.11 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_Y = 7420.09 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} F1 = V_t^x = 9138,4957 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 7422,7199 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{tx} > 0.8V_X \Rightarrow r_x = 0,9998 \text{ (après correction)} \quad V_{ty} > 0.8V_Y \Rightarrow r_y = 0,9996 \text{ (après correction)} .$$

**b-Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	$S_{\text{poteaux}}$	$N_d$	N	$V_{RPA}$	Observations
RDC → 1 <sup>ème</sup>	45x45	2179.75	0,35	0,3	Non vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	40x40	1701.95	0,35	0,3	Non vérifiée
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	35x35	1273.91	0,34	0,3	Non vérifiée
6 <sup>ème</sup> → 9 <sup>ème</sup>	30x30	854.72	0,31	0,3	Non vérifiée

**Remarque :**

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le “**RPA99 version 2003**”. Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

**Tableau IV.7 :** nouvelle section des poteaux

Niveau	$S_{\text{poteaux}}$
RDC → 1 <sup>ème</sup>	50x50
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	45x45
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	40x40
6 <sup>ème</sup> → 9 <sup>ème</sup>	35x35

**3-Modèle final :****a- Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau IV.8 :** participation massique du modèle final.

Mode	Périodes(s)	UX(%)	UY(%)	SumUX	SumUY
1	1,015	1,455E-05	<b>0,638</b>	1,455E-05	0,638
2	0,872	<b>0,6035</b>	1,86E-05	0,6036	0,6381
3	0,662	<b>0,0159</b>	<b>0,0001</b>	0,6194	0,6382
4	0,337	0,0002	0,1808	0,6197	0,819
5	0,298	0,1422	0,0007	0,7618	0,8198
6	0,236	0,0204	0,0003	0,7822	0,82
7	0,16	0,0016	0,0935	0,7838	0,9135
8	0,151	0,096	0,0023	0,8798	0,9157
9	0,119	0,0199	0,0007	0,8997	0,9164
10	0,1	0,0005	0,0485	<b>0,9001</b>	<b>0,9649</b>
11	0,096	0,0393	0,0013	0,9394	0,9662
12	0,075	0,011	0,0002	0,9504	0,9664

**Remarque :**

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur et les voiles que l'on a rajoutés.

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,015$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

**b- Résultantes des forces sismiques :**

$$W = 70936,0032 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V^x = 11704,44 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 9363,55 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \quad V^y = 9505,42 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 7604,34 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} F1 = V_t^x = 9363,76 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 7604,39 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{tx} > 0,8V_x \Rightarrow r_x = 0,9999 \text{ (après correction)} \quad V_{ty} > 0,8V_y \Rightarrow r_y = 0,9999 \text{ (après correction)}$$

**c- Vérification des déplacements inter-étage :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens

$x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

**Tableau IV.9 :** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.

Etage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
<b>9</b>	6,2837	6,0219	25,1348	24,0876	2,8524	2,7596	3,36	Vérifié
<b>8</b>	5,5706	5,332	22,2824	21,328	2,67	2,526	2,96	Vérifié
<b>7</b>	4,9031	4,7005	19,6124	18,802	2,9196	<b>2,86</b>	3,06	Vérifié
<b>6</b>	4,1732	3,9855	16,6928	15,942	<b>3,0144</b>	2,8128	3,06	Vérifié
<b>5</b>	3,4196	3,2823	13,6784	13,1292	2,8652	2,6796	3,06	Vérifié
<b>4</b>	2,7033	2,6124	10,8132	10,4496	2,764	2,4224	3,06	Vérifié
<b>3</b>	2,0123	2,0068	8,0492	8,0272	2,5768	2,2636	3,06	Vérifié
<b>2</b>	1,3681	1,4409	5,4724	5,7636	2,2096	2,0036	3,06	Vérifié
<b>1</b>	0,8157	0,94	3,2628	3,76	2,1876	2,1928	4,08	Vérifié
<b>RDC</b>	0,2688	0,3918	1,0752	1,5672	1,0752	1,5672	5,95	Vérifié

**d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10:** vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveau	S <sub>poteaux</sub>	N <sub>d</sub>	v	v <sub>RPA</sub>	Observations
RDC → 1 <sup>ème</sup>	50x50	2213,72	0,295	0,3	vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	45x45	1737.51	0,286	0,3	vérifiée
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	40x40	1299.29	0,271	0,3	vérifiée
6 <sup>ème</sup> → 9 <sup>ème</sup>	35x35	870.87	0,236	0,3	vérifiée

**Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

**e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_K}{V_k h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11** : Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final.

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	Hk(m)	$\theta_x$	$\theta_y$	condition	observation
9	4676,36	1894,83	1654,72	0,71	0,68	3,36	0,005	0,005	0,1	vérifiée
8	8662,85	2968,02	2500,48	0,66	0,63	2,96	0,006	0,007	0,1	vérifiée
7	14018,48	4049,74	3302,13	0,72	0,71	3,06	0,008	0,009	0,1	vérifiée
6	19146,4	4897,94	3904,21	0,75	0,70	3,06	0,009	0,011	0,1	vérifiée
5	25554,47	5792,13	4509,06	0,71	0,66	3,06	0,010	0,012	0,1	vérifiée
4	32023,70	6600,25	5105,98	0,6	0,60	3,06	0,011	0,0124	0,1	vérifiée
3	38631,33	7293,47	5683,51	0,64	0,56	3,06	0,011	0,013	0,1	vérifiée
2	45378,56	7899,00	6206,49	0,55	0,50	3,06	0,010	0,012	0,1	vérifiée
1	56055,42	8649,59	6908,34	0,54	0,54	4,08	0,008	0,010	0,1	vérifiée
RDC	70936,00	9363,76	7604,39	0,26	0,39	5,95	0,003	0,006	0,1	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

### e-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

#### e-1- Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 86486.13$  kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 23498.62$  kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 27.17 \% > 20\%$ .

#### Remarque :

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement  $R=3,5$ .

**Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ( $=0.8*V_{(mse)}$ ) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort( $0.8*V_{(mse)}$ ) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre on considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisit un facteur  $R=3.5$  vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(27.17%).



CHAPITRE V

*FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS  
RESISTANTS*

**V.1 Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles (étude comparative).

**V.2 Ferrailage des poteaux :****V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**Tableau V.1 :** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	434
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

**V.2.2 Combinaison d'action :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**a- BAEL 91 modifié 99 :**

Situation durable :

**ELU :** 1,35G + 1,5Q

**ELS :** G + Q

**b- Selon RPA 99 :**

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$
- $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$
- $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$
- $(N \approx 0, M^{\text{corr}})$  (situation accidentelle).

**V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

**Avec :**

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\varnothing$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \quad \text{selon RPA99 version 2003}$$

**N.B :** On utilise Le logiciel (**SOCOTEC et PMFC**) pour le ferrailage des sections.

**V.2.4. Présentation logiciel SOCOTEC :**

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

**V.2.5. Présentation d'ensemble du logiciel PMFC: [4]**

- **Définition :**

C'est un logiciel de calcul de ferrailage des éléments de forme rectangulaire soumissent à la flexion composée, le calcul est basé sur les règles citées par le [2].

- **Objectifs du programme :**

- Le calcul des sections de ferrailage est fait pour tous les cas possibles du couple d'efforts (**P** et **M**) tirées à partir du logiciel **ETABS**.
- Le ferrailage est calculé suivant les deux plans x-x et y-y.
- Le calcul s'effectue en tenant compte le phénomène du flambement suivant les deux plans.
- La section d'acier finale choisie pour chaque section de poteau est la plus défavorable de tous les cas calculés par le logiciel.

- **Input / Output :**

**Tableau V.2 : Input/Output(PMFC).**

Input	Output
<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>b</b> et <b>h</b> : dimensions du poteau.</li> <li>- <b>c</b> : l'enrobage.</li> <li>- <b>Lo</b> : Longueur du poteau.</li> <li>- <b>k</b> : Coefficient de flambement.</li> <li>- Contraintes des matériaux : <b><i>f<sub>c28</sub></i></b> et <b><i>f<sub>e</sub></i></b>.</li> <li>- Axes de rotation (x-x, y-y).</li> <li>- La situation : Durable ou accidentelle.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les résultats de la flexion composée en tenant compte du phénomène de flambement.</li> <li>- <b>A<sub>s</sub></b> et <b>A'<sub>s</sub></b> en (cm<sup>2</sup>).</li> <li>- Le couple <b>P</b> et <b>M</b> qui ont donné la section d'acier la plus défavorable.</li> <li>- N° de l'élément.</li> <li>- La combinaison la plus défavorable.</li> <li>- La section d'acier minimale pour les fibres comprimées.</li> <li>- La section d'acier minimale pour les fibres tendues.</li> </ul>

**a)-Ferrailage des poteaux (SOCOTEC) :****1. Situation durable :**

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

**Poteaux:****a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau V.3 :** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	3014.41	3.61	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup> => 3 <sup>ème</sup>	45×45	2276.95	0.262	SEC	0	0	18.22
4 <sup>ème</sup> => 5 <sup>ème</sup>	40×40	1678.65	2.4	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> => 9 <sup>ème</sup>	35×35	1125.58	4.6	SEC	0	0	11.03

**b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :****Tableau V.4 :** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\text{corr}}$ ,  $N^{\min}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	225.27	122.97	SPC	3.89	0	22.5
2 <sup>ème</sup> => 3 <sup>ème</sup>	45×45	1314.61	58.99	SEC	0	0	18.22
4 <sup>ème</sup> => 5 <sup>ème</sup>	40×40	425.88	42.66	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> => 9 <sup>ème</sup>	35×35	169.32	56.3	SPC	2.07	0	11.03

**c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau V.5 :** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\text{corr}}$ ,  $M^{\max}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	26.41	36.81	SPC	1.15	0	22.5
2 <sup>ème</sup> => 3 <sup>ème</sup>	45×45	247.3	15.28	SEC	0	0	18.22
4 <sup>ème</sup> => 5 <sup>ème</sup>	40×40	70	22.03	SPC	0.56	0	14.4
6 <sup>ème</sup> => 9 <sup>ème</sup>	35×35	89.66	25.22	SPC	0.79	0	11.03

**2. Situation accidentelle :**

- Combinaison : G+Q+E

**a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau V.6 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	2221.19	44.57	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup> => 3 <sup>ème</sup>	45×45	1775.64	240.61	SPC	0.33	0	18.22
4 <sup>ème</sup> => 5 <sup>ème</sup>	40×40	1322.78	30.21	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> => 9 <sup>ème</sup>	35×35	886.14	37.29	SEC	0	0	11.03

b. ( $N^{corr}, M^{max}$ ) :

**Tableau V.7** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{corr}, M^{max}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	1048.71	220.66	SPC	0.54	0	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	369.52	275.08	SPC	11.83	0	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	239.56	263.35	SPC	15.18	0	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	148.95	211.35	SPC	14.53	0	11.03

c. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :

**Tableau V.8** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	-444.97	46.96	SET	6.78	2.12	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	-434.43	56.3	SET	7.47	1.22	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	-312.44	61.28	SPC	6.88	0	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	-236.06	5.03	SET	2.72	2	11.03

• Combinaison : **0,8G+E**

a. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :

**Tableau V.9** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	1550.1	201.44	SEC	0	0	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	1359.69	227.48	SPC	1.29	0	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	1071.53	202.61	SPC	5.21	0	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	679.16	141.75	SEC	4.89	0	11.03

b. ( $N^{corr}, M^{max}$ ) :

**Tableau V.10** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{corr}, M^{max}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	714.56	215.49	SPC	3.22	0	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	740.37	260.71	SPC	7.94	0	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	-3.25	243.71	SPC	15.49	0	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	5.63	194.22	SPC	13.89	0	11.03

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.11** : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{max}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	-573.32	44.69	SET	7.97	3.5	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	-543.85	55.68	SET	8.53	2.53	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	-388.4	61.56	SET	7.73	0.04	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	-233.09	6.4	SET	2.76	1.9	11.03

d. ( $N \approx 0$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.12** : Ferrillages des poteaux en situation accidentelle ( $N \approx 0$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N \approx 0$ [kN.m]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	0.11	65.7	SPC	2.96	0	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	0.04	46.81	SPC	2.35	0	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	0.26	75.25	SPC	4.33	0	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	0.46	146.5	SPC	10.12	0	11.03

b)-Ferrillage des poteaux (PMFC) :

1. Situation durable :

**Tableau V.13** : Ferrillages des poteaux en situation durable.

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N [kN.m]	$M_{x-x}$ [kN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	225.27	122.97	4.51	0	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	1826.21	0.384	0	0	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	80.84	33.21	1.33	0	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	195.5	63.43	3.25	0	11.03

**Tableau V.14** : Ferrillages des poteaux en situation durable.

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N [kN.m]	$M_{y-y}$ [kN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC=> 1er	50×50	162.72	89.9	3.2	0	22.5
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	1826.21	0.384	0	0	18.22
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	70.4	23.03	0.75	0	14.4
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	169.33	56.31	2.84	0	11.03

**2. Situation accidentelle :****Tableau V.15 :** Ferrallages des poteaux en situation accidentelle

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N [kN.m]	M <sub>x-x</sub> [kN.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> RPA
RDC=> 1er	50×50	-554.68	91.91	10.15	0	22.5
2 <sup>émé</sup> => 3 <sup>émé</sup>	45×45	22.18	256.39	13.86	0	18.22
4 <sup>émé</sup> => 5 <sup>émé</sup>	40×40	239.56	263.34	15.6	0	14.4
6 <sup>émé</sup> => 9 <sup>émé</sup>	35×35	148.96	211.35	15.55	0	11.03

**Tableau V.16 :** Ferrallages des poteaux en situation accidentelle

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N [kN.m]	M <sub>y-y</sub> [kN.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> RPA
RDC=> 1er	50×50	-18.32	159.32	8.15	0	22.5
2 <sup>émé</sup> => 3 <sup>émé</sup>	45×45	-532.86	11.92	6	4.67	18.22
4 <sup>émé</sup> => 5 <sup>émé</sup>	40×40	-12.93	93.16	5.96	0	14.4
6 <sup>émé</sup> => 9 <sup>émé</sup>	35×35	81.08	96.99	6.01	0	11.03

**Remarque :**

Les résultats obtenus en utilisant le logiciel **SOCOTEC** sont inférieurs de **4%** à **50%** de ceux obtenues par le programme **PMFC**.

Le choix de ferrailage poteaux est fait selon les résultats obtenus par le programme **PMFC**.

**V.2.6. Choix des armatures :****1)- choix de ferrailage des poteaux :****Tableau V.17 :** Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC=> 1er	50×50	10.15	22.5	150	100	4T20+16T16	44.74
2 <sup>émé</sup> => 3 <sup>émé</sup>	45×45	13.68	18.22	121.5	81	4T20+16T16	44.74
4 <sup>émé</sup> => 5 <sup>émé</sup>	40×40	15.6	14.4	96	64	4T25+8T20	44.77
6 <sup>émé</sup> => 9 <sup>émé</sup>	35×35	15.55	11.03	73.5	49	4T25+8T20	44.77

**V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** :  $\sigma_{bc} = 18 \text{ Mps}$
- **Acier** : Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$ .



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.18** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{\text{corr}}, N^{\text{Max}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}^{\max}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC=> 1er	50×50	2182.1	2.42	44.74	SPC	114.8	250	7.67	18	OK
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	1653.4	0.13	44.74	SEC	103.3	250	6.89	18	OK
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	1220.1	1.8	44.77	SEC	97.3	250	6.51	18	OK
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	819.39	3.42	44.77	SEC	84	250	5.66	18	OK

b. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.19** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}^{\min}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{cor}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC=> 1er	50×50	19.06	26.15	44.74	SPC	14.9	250	1.49	18	OK
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	180.48	11.09	44.74	SEC	17.7	250	1.29	18	OK
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	51.19	16.02	44.77	SPC	19.5	250	1.69	18	OK
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	8.71	5.32	44.77	SPC	7.66	250	0.7	18	OK

c. ( $N^{\text{corr}}, M^{\max}$ ) :

**Tableau V.20** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{corr}}, M^{\max}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{ma}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC=> 1er	50×50	159.25	86.62	44.74	SPC	55.7	250	5.12	18	OK
2 <sup>éme</sup> => 3 <sup>éme</sup>	45×45	951.99	42.28	44.74	SEC	84.1	250	6.01	18	OK
4 <sup>éme</sup> => 5 <sup>éme</sup>	40×40	666.85	46.16	44.77	SEC	90.3	250	6.65	18	OK
6 <sup>éme</sup> => 9 <sup>éme</sup>	35×35	142.13	45.62	44.77	SPC	72.7	250	6.28	18	OK

## V.2.8. Vérification De L'effort Tranchant :

### a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ .....si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ .....si l'élancement  $\lambda < 5$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.21** : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> <sup>BAEL</sup> (MPa)	Vérification
RDC=> 1er	50×50	51.53	0.21	19.81	0,075	2.25	3	OK
2 <sup>ème</sup> => 3 <sup>ème</sup>	45×45	40.18	0.19	16.47	0,075	2.25	3	OK
4 <sup>ème</sup> => 5 <sup>ème</sup>	40×40	43.70	0.27	18.53	0,075	2.25	3	OK
6 <sup>ème</sup> => 9 <sup>ème</sup>	35×35	41.17	0.33	20.78	0,075	2.25	3	OK

### V.2.9. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

**Selon BAEL91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad A_t : \text{Section d'armatures transversales.}$$

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

∅<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

∅<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

**Avec :**

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$ : Espacement géométrique.

- L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$ : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c = 500 \text{ MPa}$ .

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

**Tableau V.22** : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC => 1er	50x50	4T20+16T16	16	10	16
2 <sup>émé</sup> => 3 <sup>émé</sup>	45x45	4T20+16T16	16	10	16
4 <sup>émé</sup> => 5 <sup>émé</sup>	40x40	4T25+8T20	20	10	20
6 <sup>émé</sup> => 9 <sup>émé</sup>	35x35	4T25+8T20	20	10	20

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau V.23:** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC=> 1er	50x50	2,86	5.72	2.5	51.53	N	10	0.52	6T8	3.02
						C	16	0.82	6T8	3.02
2 <sup>émé</sup> => 3 <sup>émé</sup>	45x45	2,14	4.75	3.75	40.18	N	10	0.67	6T8	3.02
						C	16	1.07	6T8	3.02
4 <sup>émé</sup> => 5 <sup>émé</sup>	40x40	2,14	5.35	2.5	43.70	N	10	0.55	4T8	2.01
						C	20	0.9	4T8	2.01
6 <sup>émé</sup> => 9 <sup>émé</sup>	35x35	2,1	6	2.5	41.17	N	10	0.58	4T8	2.01
						C	20	0.94	4T8	2.01

**V.2.10. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>1</sub> en zone III.

Pour :

- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=25mm.....L<sub>r</sub>=125cm

**V.2.11.Ferraillage des Poteaux du Sous-sol**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

[ B<sub>r</sub>: Section réduite du poteau considéré ( B<sub>r</sub> = (a-2)(b-2)) cm<sup>2</sup>  
 α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ =  $\frac{L_f}{i}$  .....poteau carrée L<sub>f</sub> : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

$B_r = (a-0,02)^2$  [m<sup>2</sup>]. ..... Poteau carré

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .

### a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

$$N_{u(RDC)} = 3101.52 \text{ KN}$$

- Plancher RDC : .....  $5.34 \times 19,35 = 103.4 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales .....  $(0.30 \times (0.45 - 0.05) \times 25 \times 4.5) = 13.5 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire.....  $(0.3 \times (0.35 - 0.05) \times 25 \times 4.3) = 9.7 \text{ KN}$
- Poids du poteau .....  $(3.74-0,45) \times (0,5)^2 \times 25 = 20.56 \text{ KN}$

$$G_1 = 147.16 \text{ kN}$$

➤ Surcharge d'exploitation :  $Q_1 = 5 \times 19,35 = 96.75 \text{ KN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 343.8 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 34454.32 \text{ KN}$$

### b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carré  $B = 50 \times 50 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14.43$
- $\lambda = \frac{0.7 \times 3.74 \times 10^2}{14.43} = 18.14 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $B_r = (50-2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$

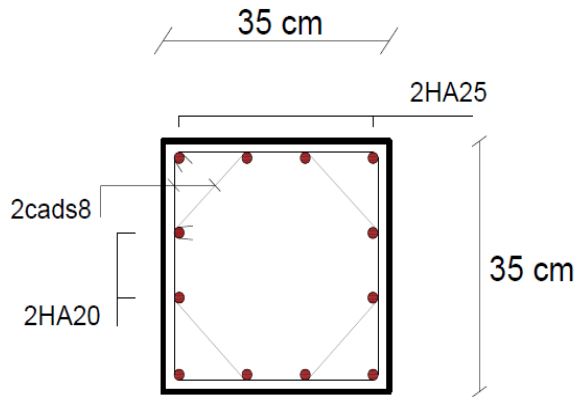
D'où :  $A_s = -22.28 \text{ cm}^2 < 0$

Le ferrailage se fait par rapport  $A_s^{\min} = 0,9\% B$  selon RPA99 version 2003

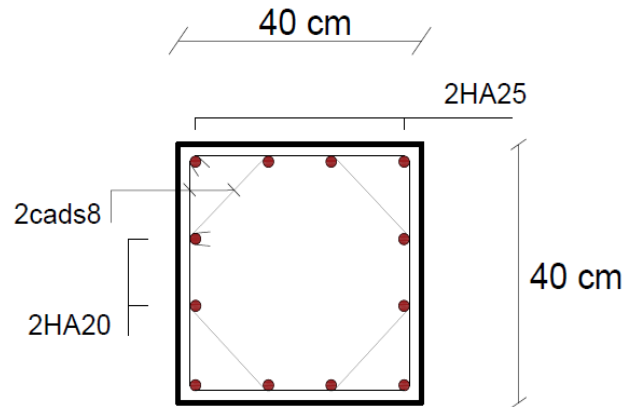
$A_s = A_s^{\min} = 22.25 \text{ cm}^2$ . Donc on choisie même ferrailage de poteau

RDC: 4T20+16T16

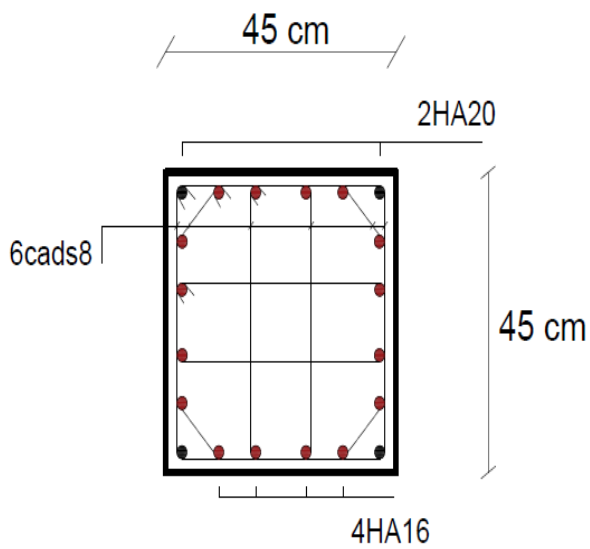
Poteaux 35x35



Poteaux 40x40



Poteaux 45x45



Poteaux 50x50 et Sous sol

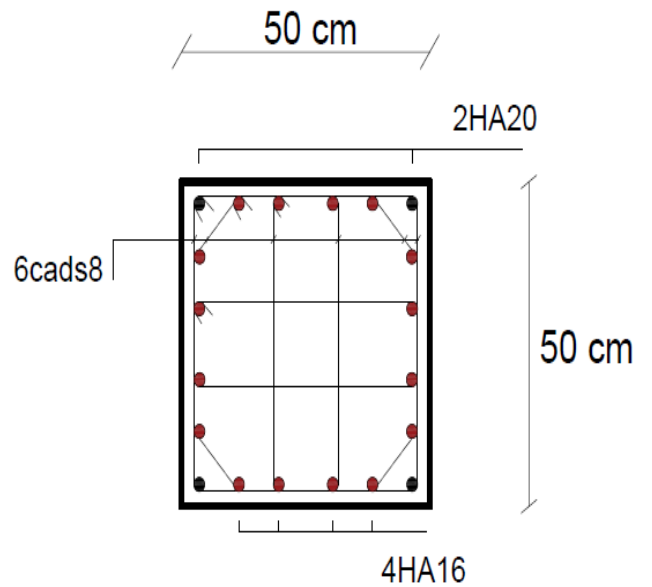


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

**V.3.Ferrailage des poutres :****V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

**a. Selon BAEL91modifier99:**

Situation durable :

**ELU:**  $1.35 G + 1.5 Q$

**ELS:**  $G + Q$

**b. Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

**V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable:**

Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.

Acier:  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435$  MPa.

- **Situation accidentelle:**

Béton:  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 22.17$  MPa.

Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.



**V.3.3 Calcul de ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS** .

On disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x45(cm<sup>2</sup>)
- Poutres secondaires 30x35(cm<sup>2</sup>)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**1. Sens porteur:**

**a-**Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.24 :** Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN×m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x45	Travée	66,43	3,94	0
		Appui	-91,04	5,5	0

**b-** Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.25:** Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN×m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x45	Travée	219,93	12,31	0
		Appui	-226,29	12,72	0

**c.** Situation accidentelle : 0.8G +E

**Tableau V.26 :** Ferrailage des poutres porteuses 30x45

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN×m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x45	Travée	222,5	12,5	0
		Appui	-223,66	12,55	0

**2. Sens non porteur:**

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.27** : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation durable).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN×m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x35	Travée	60,45	4,64	0
		Appui	-82,37	6,76	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.28** : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x35	Travée	105,71	7,84	0
		Appui	-142,41	10,36	0

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

**Tableau V.29** : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x35	Travée	106,25	7,28	0
		Appui	-135,91	9,61	0

**V.3.4 Choix des armatures :**

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.30** : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
	30x45	Travée	54	81	7,87	12,5	<b>3T20+2T16</b>	13.44
		Appuis				12,72		

**Tableau V.31**: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
	30x35	travée	42	63	5,25	7,84	<b>5T16</b>	10.05
		appuis				10,36		

**V.3.5- Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,5 \text{MPa} ; f_e = 500 \text{MPa}$$

**Tableau V.32:** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x45	13,44	1,39	Vérifiée
30x35	10,05	1,08	Vérifiée

**V.3.6- Vérification vis à vis de l'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}$ ,  $N_{\text{ser}}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

- Acier

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que } \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \sigma'_b = 18 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \sigma_s = 250 \text{MPa}$$

**Tableau V.33:** Vérification des poutres (30X45) à l'ELS

Niveaux	Position	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
	Travée	46,89	4,34	18	46,8	250	OK
	Appui	-66,07	5,56		60		

**Tableau V.34:** Vérification des poutres (30X35) à l'ELS

Niveaux	Position	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
	Travée	42,57	6,31	18	67	250	OK
	Appui	-59,42	8,35		91,3		

**V.3.7-Vérification de l'effort tranchant :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$ . (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

**Tableau V.35:** Vérification de la contrainte de cisaillement

Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
30x45	106,43	0,78	3	OK
30x35	94,38	0,89	3	OK

**V.3.8-Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ( $f_e=500\text{MPa}$ ).

$$\text{❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\text{❖ Selon le RPA 99 version 2003 : } \rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}.$$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.36:** calcul des armatures transversales.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>trpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup>
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC				
30x45	106,43	0,78	40	11.25	22.5	0,9	1,01	4T8	2.01
30x35	94,38	0,89	31.5	8,75	17.5	2,9	0,79	4T10	3.14

**V.3.9-Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III). L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

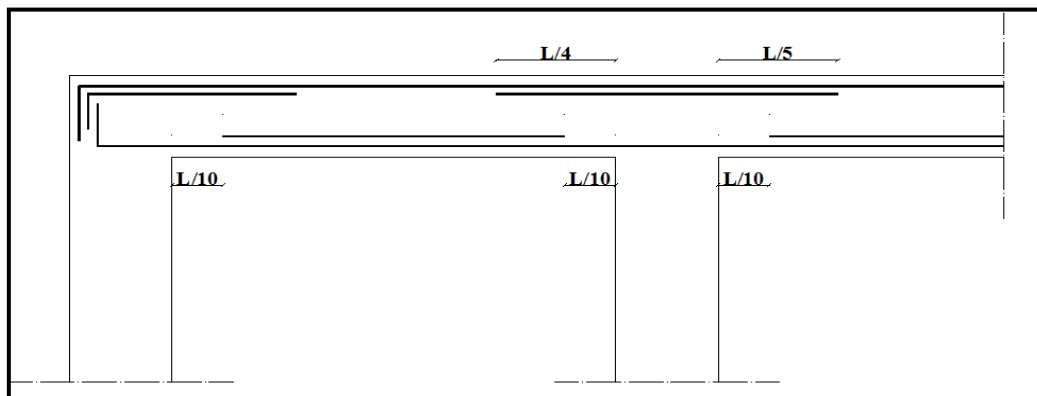
- a. Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- b. Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm

**V.3.10-Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

**Avec :** L=Max (L<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>)



**Figure V.2 :** Arrêt des barres.

**V.3.11-Vérification de la flèche :**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que :  $f_1 = \frac{L}{500} = 0.96 \text{ cm} \Rightarrow L = 4.8 < 5 \text{ m}$

$f_2 = 0.5 + \frac{L}{500} = 1.58 \text{ cm} \Rightarrow L = 5.4 > 5 \text{ m}$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_t I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

**Tableau V.37:** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> KN m	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>i</sub> (cm)	f <sub>v</sub> (cm)	Δf <sub>t</sub> (cm)	f̄ (cm)
30x45	5,4	46,89	13,73	345673,98	0,18	0,44	0,26	1,58
30x35	4,8	42,57	10,05	166285,42	0,33	0,73	0,4	0,96

➤ Poutre principale et secondaires (avec voile) :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.38:** Ferrailage des poutres pp et ps

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN×m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x45	Travée	66,34	3,94	0
		Appui	-109,92	6,73	0
	30x35	Travée	60,45	4,72	0
		Appui	-101,88	8,43	0

b. Situation accidentelle G+Q+E

**Tableau V.39:** Ferrailage des poutres pp et ps

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN×m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x45	Travée	293,78	17,40	0
		Appui	-305,63	18,28	0
	30x35	Travée	152,44	11,23	0
		Appui	-230,41	18,06	0

c. Situation accidentelle 0.8G +E

**Tableau V.40:** Ferrailage des poutres pp et ps

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN×m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
	30x45	Travée	306	18,31	0
		Appui	-284,92	16,75	0
	30x35	Travée	171,47	12,94	0
		Appui	-214,49	17,29	0

➤ **Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.41 :** Choix des armatures pour les poutres (avec voile).

Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{\max}$ (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ cm <sup>2</sup>	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
PP	30x45	Travée	54	81	7,87	18,31	6T20	18,85
		Appuis				18,28	6T20	18,85
PS	30x35	Travée	42	63	5,25	12,94	3T20+2T16	13,44
		Appuis				18,06	6T20	18,85

➤ **Condition de non fragilité :**

**Tableau V.42 :** Vérification de la condition de non fragilité (avec voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x45	18,85	1,39	Vérifiée
30x35	13,44	1,08	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

**Tableau V.43:** Vérification des poutres à l'ELS (avec voile).

	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
PP	Travée	46,89	3,65	18	40,6	250	OK
	Appui	-79,73	6,33		58,5		
PS	Travée	42,57	5,22	18	57,1	250	OK
	Appui	-73,42	9,35		77		



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

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Tableau V.44 :** Vérification de la contrainte de cisaillement (avec voile).

	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
PP	30x45	108,25	0,8	3	OK
PS	30x35	102,42	0,97	3	OK

➤ **Calcul des armatures transversales :**

**Tableau V.45:** calcul des armatures transversales (avec voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	BAEL91	RPA99		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{trpa}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t^{adop}$
			$S_t$ (cm)	$S_t$ (cm)ZN	$S_t$ (cm)ZC				
30x45	108,25	0,8	40	11,25	0,9	1,5	1,01	4T8	2.01
30x35	102,42	0,97	31.5	8,75	3,02	3,01	0,79	4T10	3.14

➤ **Vérification de la flèche :**

**Tableau V.46 :** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (avec voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	$M_{ser}$ kNm	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f_t$ (cm)	$\bar{f}$ (cm)
30x45	5,4	46,89	18,85	397615,23	0,12	0,32	0,2	1,58
30x35	4,8	42,57	13,44	192267,67	0,24	0,58	0,34	0,96

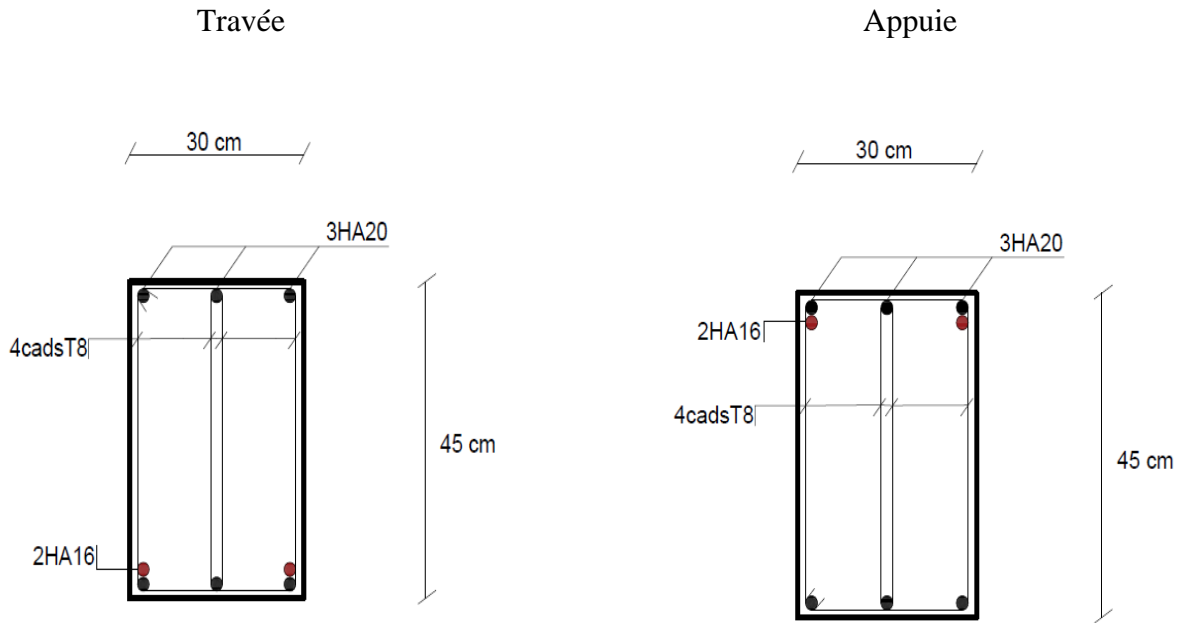


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres (45x30).

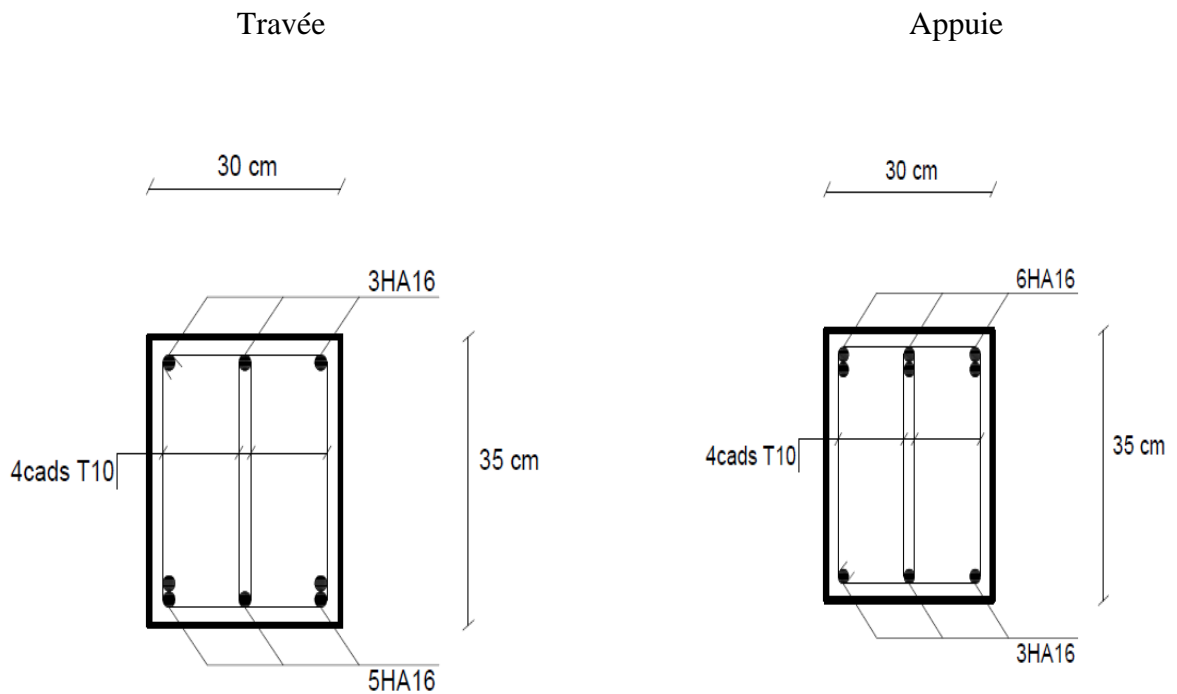
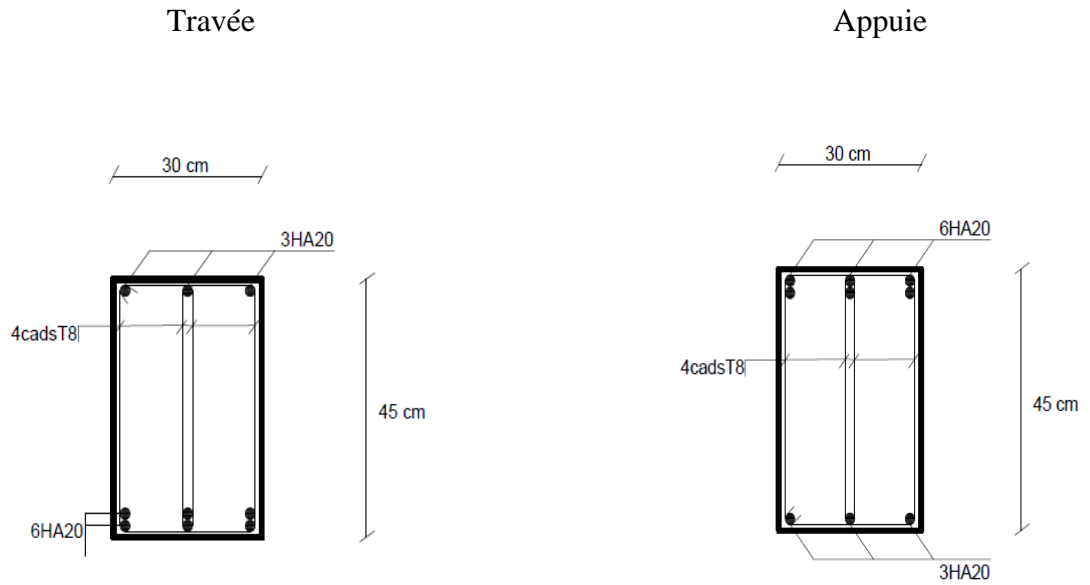
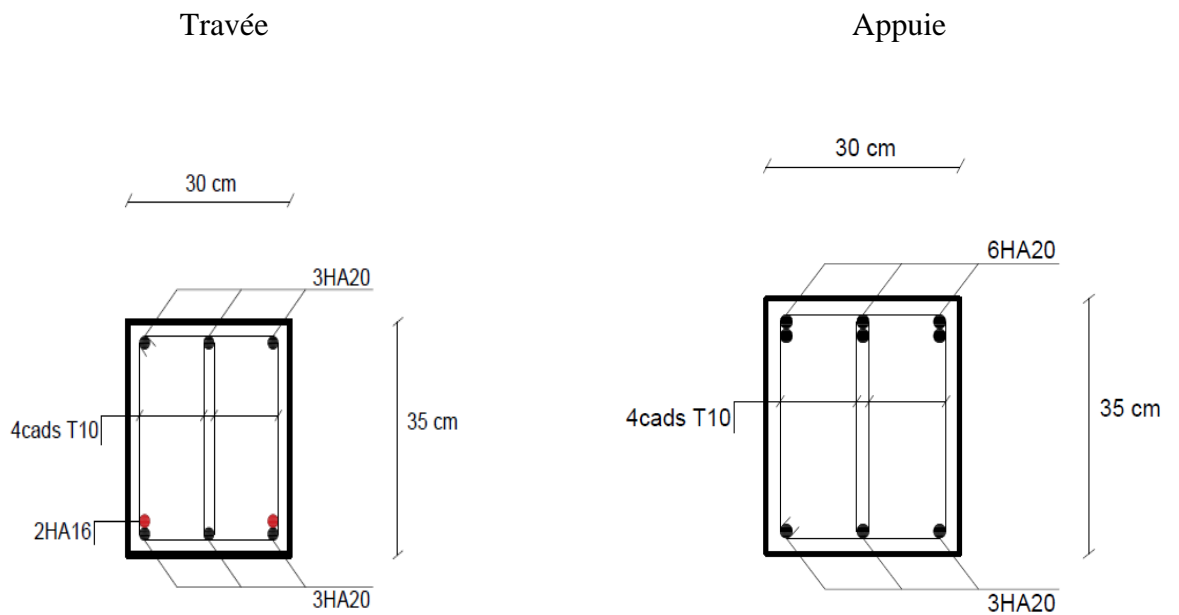


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres (35x30).



**Figure V.5 :** Schéma de ferrailage des poutres (45x30) avec voiles.



**Figure V.6 :** Schéma de ferrailage des poutres (35x30) avec voiles

**V.4.Ferrailage des voiles (étude comparative) :****V.4.1.Généralistes :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

**Remarque :**

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.
- Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués dans notre recherche suivant les dispositions dans la méthode des contraintes selon le règlement PS92 et la méthode proposée dans RPA2018 et Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.
- Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :
- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression,

ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

#### V.4.2. Méthode des contraintes selon le règlement PS92 :

##### Principe des calculs :

##### a. Acier verticaux :

###### Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \Rightarrow$  SEC : Donc on ferraille pour la section minimal dans la RPA.

$$A_{\text{min}} = 0.2\% L.e$$

###### Cas 2 :

$\sigma_1, \sigma_2 > 0 \Rightarrow$  SET : En calculer le volume des contraintes de traction  $F_t$

Et calculer la section des armatures verticales.  $A_v = \frac{F_t}{F_e}$

$-A_v < A_{\text{min}} = 0.2\% . e.l$  on ferraille avec la section minimale

$-A_v > A_{\text{min}}$  : on ferraille avec  $A_v$

###### Cas 3 :

$\sigma_1, \sigma_2$  : sont de signe différent  $\Rightarrow$  SPC

On calculer les contraint pour la zone tendu

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} - \frac{6M}{e.l^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{s} + \frac{6M}{e.l^2}$$

##### Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissons appliqué

S : section transversale du voile

$e$  : épaisseur de voiles

$l$  : longueur de voile

**b. Aciers horizontale :**

On calcule :

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot s_t}{0.8(0.8)f_e}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \cdot e \cdot l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u, d = 0.9l$$

$V_u$  : Effort tranchant

$a$  : épaisseur de voile

$L$  : longueur de voile

$s_t$  : espacement maximale

$$A_h \geq \max(A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin})$$

**c. Armatures de joint de bétonnage :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

**d. vérification de contraintes de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 22.17 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification :  $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

**e. vérification de contraint de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification :  $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

**V.4.2.1. Exemple de calcul (voile VX1) :**

Soit le voile de longueur  $L = 5 \text{ m}$ ,  $a = 0,2 \text{ m}$  (épaisseur)  $S = 1 \text{ m}^2$

$N = -334,75 \text{ KN}$  ;  $M = 11102,11 \text{ KN.m}$  ;  $V_u = 955,36 \text{ KN}$

**a. Armature verticales :**

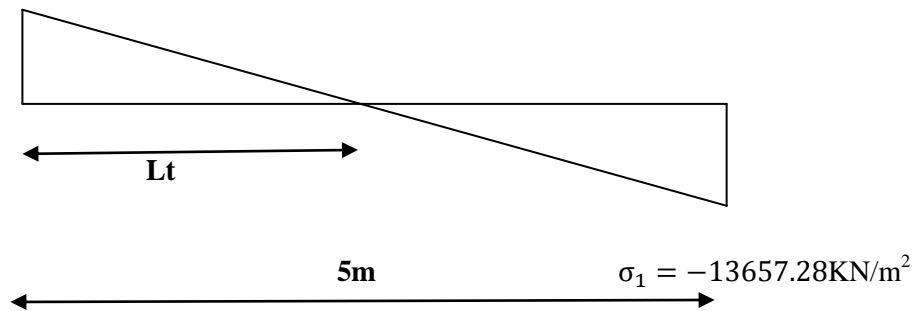
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-335,55}{1} - \frac{6 \cdot 11102,11}{0,2 \cdot 5^2} \\ \sigma_2 = \frac{-335,55}{1} + \frac{6 \cdot 11102,11}{0,2 \cdot 5^2} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = -13657,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 12987,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 12987,78 \text{ KN/m}^2$$



$$L_T = \frac{L}{\left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| + 1} = \frac{5}{\left| \frac{-13657,28}{12987,78} \right| + 1} = 2,44 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_2 \cdot l_t \cdot e}{2} = 3165,36 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad A_V = \frac{F_T}{f_e} = \frac{3165,36 \cdot 10^3}{500 \cdot 10} = 63,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\min} = 0,2\% \cdot e \cdot l = 9,76 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :  $2 \cdot 16 \text{ T16} \Rightarrow A_s = 64,32 \text{ cm}^2$

Vérification d'espacement:  $esp = \frac{244}{15} = 16,26 \text{ cm}$

$S_t \leq (1,5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$

**b. armature horizontal :**

$$\bar{V} = 1.4V_u = 1337.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a.d} = \frac{1337.50}{0.2(0.9 \times 5)} = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot s_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.49 \times 200 \times 150}{0.8(500 \times 0.2)} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3}(A_v) = \frac{2}{3}(48.24 \text{ cm}^2) = 32.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 5 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max\{A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin}\} = 32.16 \text{ cm}^2$$

Soit : 30T12=33.9 ==> S<sub>t</sub> = 15 cm

**c. armature de joint de bétonnage :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u \implies \bar{V} = 1.4 \times 955.36 = 1337.504 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1337.504 \times 10^3}{500} = 29.43 \text{ cm}^2$$

$A_{vj} = 29.43 \text{ cm}^2 \implies$  cette quantité d acier sera ajouté le long des joint de reprise de coulage

**d. vérification de contraint de compression :**

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 13.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 22.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**e. vérification de la contraint de cisaillement :**

$$\tau_u = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 6 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :



**1- Armatureur vertical :**

- **Voiles (VX1) :** L= 5m ; e= 0.2m

**TableauV47:** Calcul des armatures vertical VX1

etage	N(KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m2)	$\sigma_2$ (KN/m2)	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-334,75	11102,11	-13657,28	12987,78	2,44	3165,36	63,31	2*16T16	16	64,32
1	-1826,40	13359,24	-17857,49	14204,69	2,22	3146,59	62,93	2*16T16	14	64,32
2	-1488,63	12653,24	-16672,51	13695,25	2,25	3088,14	61,76	2*16T16	14	64,32
3	-1180,33	8598,80	-11498,89	9138,23	2,21	2023,23	40,46	2*14T14	17	43,12
4	-931,64	6726,14	-9003,01	7139,73	2,21	1578,90	31,58	2*14T14	17	43,12
5	-608,72	4765,43	-6327,24	5109,79	2,23	1141,47	22,83	2*14T12	17	31,64

- **Voiles (VY1) :** L= 4.8m ; e= 0.2m

**TableauV48 :** Calcul des armatures vertical VY1

etage	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m2)	$\sigma_2$ (KN/m2)	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-1474,51	16063,02	-22451,34	19379,44	2,22	4309,51	86,19	2*22T16	10	88,44
1	-1193,56	10004,37	-14269,81	11783,23	2,17	2558,06	51,16	2*13T16	16	52,26
2	-1012,94	7574,95	-10918,36	8808,06	2,14	1887,79	37,76	2*13T14	16	40,04
3	-793,25	5845,19	-8437,22	6784,62	2,14	1451,53	29,03	2*11T12	19	34,86
4	-1223,50	5097,67	-7912,07	5363,12	1,94	1040,00	20,80	2*11T12	17	34,86

- **Voiles (VX2) :** L= 2m ; e= 0.2m

**TableauV49:**Calcul des armatures vertical VX2

etage	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-744,30	688,28	-7022,87	3301,38	0,64	211,14	4,22	2*7T12	10	15,82
1	-589,57	1357,52	-11655,34	8707,48	0,86	744,69	14,89	2*7T12	14	15,82
2	-1273,81	1367,75	-13442,68	7073,63	0,69	487,77	9,76	2*7T12	11	15,82
3	-569,76	854,21	-7831,01	4982,19	0,78	387,45	7,75	2*7T12	13	15,82
4	-435,79	884,57	-7723,75	5544,81	0,84	463,42	9,27	2*7T12	14	15,82
5	-300,17	455,47	-4166,41	2665,57	0,78	208,00	4,16	2*7T12	13	15,82
6	-180,92	1150,37	-9080,08	8175,46	0,95	774,69	15,49	2*7T12	15	15,82
7	-25,62	639,14	-4857,62	4729,52	0,99	466,63	9,33	2*6T10	15	9,42
8	32,49	437,62	-3200,93	3363,37	1,02	344,66	6,89	2*6T10	15	9,42
9	37,19	293,27	-2106,52	2292,50	1,04	238,94	4,78	2*6T10	15	9,42

- **Voiles (VY2) :** L= 1.4m ; e= 0.2m

**TableauV50:**Calcul des armatures vertical VY2

etage	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-490,26	1070,72	-18139,46	14637,64	0,63	915,17	18,30	2*5T16	12	20,11
1	-242,57	295,42	-5388,04	3655,36	0,57	206,85	4,14	2*5T14	15	15,39
2	-208,58	508,30	-8525,04	7035,18	0,63	445,31	8,91	2*5T14	15	15,39
3	-98,48	444,87	-7160,93	6457,51	0,66	428,68	8,57	2*5T14	15	15,39
4	-99,27	341,05	-5574,61	4865,55	0,65	317,46	6,35	2*5T14	15	15,39
5	-125,57	539,51	-8706,26	7809,30	0,66	516,96	10,34	2*5T14	15	15,39
6	-173,63	660,37	-10727,77	9487,59	0,66	623,39	12,47	2*5T14	15	15,39
7	125,03	391,74	-5549,51	6442,59	0,75	484,57	9,69	2*5T12	15	11,31
8	172,97	423,68	-5867,11	7102,62	0,77	544,55	10,89	2*5T12	15	11,31
9	155,29	286,92	-3837,11	4946,31	0,79	389,97	7,80	2*5T12	15	11,31

**2- Armatures de joint de bétonnage :**

- **Voiles (VX1) :** L= 5m ; e= 0.2m

**TableauV51:**Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1

etage	Vu(KN)	$\tilde{V}_u$ (KN)	L(m)	e(m)	fe (MPA)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	955,36	1337,51	5,00	0,20	500,00	29,43	2*16T12	15	31,25
1	1980,96	2773,35	5,00	0,20	500,00	61,01	2*16T16	15	64,34
2	3070,13	4298,18	5,00	0,20	500,00	94,56	2*24T16	15	96,48
3	2264,94	3170,91	5,00	0,20	500,00	69,76	2*23T14	15	70,84
4	2084,51	2918,32	5,00	0,20	500,00	64,20	2*22T14	15	67,76
5	2375,62	3325,87	5,00	0,20	500,00	73,17	2*24T14	15	73,92

- **Voiles (VY1) :** L= 4.8m ; e= 0.2m

**TableauV52:**Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1

etage	Vu(KN)	$\tilde{V}_u$ (KN)	L(m)	e(m)	fe (MPA)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	2160,31	3024,43	4,80	0,20	500,00	66,54	2*22T14	15	67,76
1	1900,36	2660,50	4,80	0,20	500,00	58,53	2*20T14	15	61,6
2	1669,71	2337,59	4,80	0,20	500,00	51,43	2*18T14	15	55,44
3	1526,48	2137,07	4,80	0,20	500,00	47,02	2*22T12	15	49,72
4	1775,22	2485,31	4,80	0,20	500,00	54,68	2*25T12	15	56,5

- **Voiles (VX2) :**  $L= 2\text{m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

**TableauV53:**Calcul des armatures de joint de bétonnage VX2

etage	Vu(KN)	$\tilde{V}_u$ (KN)	L(m)	e(m)	fe (MPA)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	180,75	253,05	2,00	0,20	500,00	5,57	2*8T10	15	12,57
1	284,43	398,21	2,00	0,20	500,00	8,76	2*8T10	15	12,57
2	532,78	745,89	2,00	0,20	500,00	16,41	2*8T12	15	18,1
3	360,00	504,00	2,00	0,20	500,00	11,09	2*8T10	15	12,57
4	436,79	611,51	2,00	0,20	500,00	13,45	2*9T10	15	14,14
5	272,49	381,49	2,00	0,20	500,00	8,39	2*8T10	15	12,57
6	581,83	814,56	2,00	0,20	500,00	17,92	2*8T12	15	18,1
7	374,32	524,05	2,00	0,20	500,00	11,53	2*8T10	15	12,57
8	291,46	408,04	2,00	0,20	500,00	8,98	2*8T10	15	12,57
9	197,58	276,61	2,00	0,20	500,00	6,09	2*8T10	15	12,57

- **Voiles (VY2) :**  $L= 1.4\text{m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

**TableauV54:**Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2

etage	Vu(KN)	$\tilde{V}_u$ (KN)	L(m)	e(m)	fe (MPA)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	242,89	340,05	1,40	0,20	500,00	7,48	2*6T10	15	9,42
1	83,41	116,77	1,40	0,20	500,00	2,57	2*6T10	15	9,42
2	231,45	324,02	1,40	0,20	500,00	7,13	2*6T10	15	9,42
3	215,22	301,31	1,40	0,20	500,00	6,63	2*6T10	15	9,42
4	156,99	219,78	1,40	0,20	500,00	4,84	2*6T10	15	9,42
5	229,48	321,27	1,40	0,20	500,00	7,07	2*6T10	15	9,42
6	335,26	469,36	1,40	0,20	500,00	10,33	2*7T10	15	11
7	210,65	294,91	1,40	0,20	500,00	6,49	2*6T10	15	9,42
8	254,81	356,74	1,40	0,20	500,00	7,85	2*6T10	15	9,42
9	185,91	260,28	1,40	0,20	500,00	5,73	2*6T10	15	9,42

**3- Armature horizontale :**

- **Voiles (VX1) :** L= 5m ; e= 0.2m

**TableauV55:**Calcul des Armature horizontale VX1

etage	$A_{H1}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{H2}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{Hmin}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	choix d'armature s	esp	$A_s$ adoptées ( $\text{cm}^2$ )
RDC	1,39	42,88	15	42,88	38T12	15	42,94
1	2,89	42,88	15	42,88	38T12	15	42,94
2	4,48	42,88	15	42,88	38T12	15	42,94
3	3,30	28,75	15	28,75	26T12	15	29,38
4	3,04	28,75	15	28,75	26T12	15	29,38
5	3,46	21,09	15	21,09	20T12	15	22,62

- **Voiles (VY1) :** L= 4.8m ; e= 0.2m

**TableauV56:**Calcul des Armature horizontale VY1

etage	$A_{H1}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{H2}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{Hmin}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	choix d'armatur es	esp	$A_s$ adoptées ( $\text{cm}^2$ )
RDC	3,28	58,96	14,4	58,96	30T16	15	60,03
1	2,89	34,84	14,4	34,84	24T14	15	36,96
2	2,54	26,69	14,4	26,69	24T12	15	27,12
3	2,32	23,24	14,4	23,24	22T12	15	24,86
4	2,70	23,24	14,4	23,24	22T12	15	24,86

- **Voiles (VX2) :**  $L= 2m ; e= 0.2m$

**TableauV57:**Calcul des Armature horizontale VX2

etage	$A_{H1}$ ( $cm^2$ )	$A_{H2}$ ( $cm^2$ )	$A_{Hmin}$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	choix d'armat ures	esp	$A_s$ adoptées ( $cm^2$ )
RDC	0,66	10,55	6	10,55	14T10	20	11
1	1,04	10,55	6	10,55	14T10	20	11
2	1,94	10,55	6	10,55	14T10	20	11
3	1,31	10,55	6	10,55	14T10	20	11
4	1,59	10,55	6	10,55	14T10	20	11
5	0,99	10,55	6	10,55	14T10	20	11
6	2,12	10,55	6	10,55	14T10	20	11
7	1,36	6,28	6	6,28	12T10	20	9,42
8	1,06	6,28	6	6,28	12T10	20	9,42
9	0,72	6,28	6	6,28	12T10	20	9,42

- **Voiles (VY2) :**  $L= 1.4m ; e= 0.2m$

**TableauV58:**Calcul des Armature horizontale VY2

etage	$A_{H1}$ ( $cm^2$ )	$A_{H2}$ ( $cm^2$ )	$A_{Hmin}$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	choix d'armat ures	esp	$A_s$ adoptées ( $cm^2$ )
RDC	1,27	13,41	4,2	13,41	12T12	20	13,57
1	0,43	10,26	4,2	10,26	14T10	20	11
2	1,21	10,26	4,2	10,26	14T10	20	11
3	1,12	10,26	4,2	10,26	14T10	20	11
4	0,82	10,26	4,2	10,26	14T10	20	11
5	1,20	10,26	4,2	10,26	14T10	20	11
6	1,75	10,26	4,2	10,26	14T10	20	11
7	1,10	7,54	4,2	7,54	12T10	20	9,42
8	1,33	7,54	4,2	7,54	12T10	20	9,42
9	0,97	7,54	4,2	7,54	12T10	20	9,42

## 4- Vérification des contrainte de compression et cisaillement :

- **Voiles (VX1) :** L= 5m ; e= 0.2m

**TableauV59:**Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1

etage	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
RDC	16,09	22,17	vérifier	1,49	6	vérifier
1	17,86	22,17	vérifier	3,08	6	vérifier
2	16,67	22,17	vérifier	4,78	6	vérifier
3	11,50	22,17	vérifier	3,52	6	vérifier
4	9,00	22,17	vérifier	3,24	6	vérifier
5	6,33	22,17	vérifier	3,70	6	vérifier
6	16,09	22,17	vérifier	1,49	6	vérifier

- **Voiles (VY1) :** L= 4.8m ; e= 0.2m

**TableauV60:**Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1

etage	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
RDC	22,09	22,17	vérifier	3,50	6	vérifier
1	15,34	22,17	vérifier	3,08	6	vérifier
2	11,84	22,17	vérifier	2,71	6	vérifier
3	9,21	22,17	vérifier	2,47	6	vérifier
4	7,91	22,17	vérifier	2,88	6	vérifier

- **Voiles (VX2) :**  $L= 2m$  ;  $e= 0.2m$

**TableauV61:**Vérification des contraint de compression et cisaillement VX2

etage	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
RDC	11,55	22,17	vérifier	0,70	6	vérifier
1	14,17	22,17	vérifier	1,11	6	vérifier
2	13,60	22,17	vérifier	2,07	6	vérifier
3	9,91	22,17	vérifier	1,40	6	vérifier
4	9,70	22,17	vérifier	1,70	6	vérifier
5	7,08	22,17	vérifier	1,06	6	vérifier
6	11,59	22,17	vérifier	2,26	6	vérifier
7	7,39	22,17	vérifier	1,46	6	vérifier
8	5,00	22,17	vérifier	1,13	6	vérifier
9	2,80	22,17	vérifier	0,77	6	vérifier

- **Voiles (VY2) :**

$$L= 1.4m$$
 ;  $e= 0.2m$

**TableauV62:**Vérification des contraint de compression et cisaillement VY2

etage	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
RDC	19,32	22,17	vérifier	1,35	6	vérifier
1	6,86	22,17	vérifier	0,46	6	vérifier
2	11,46	22,17	vérifier	1,29	6	vérifier
3	9,89	22,17	vérifier	1,20	6	vérifier
4	5,57	22,17	vérifier	0,87	6	vérifier
5	10,06	22,17	vérifier	1,27	6	vérifier
6	12,06	22,17	vérifier	1,86	6	vérifier
7	6,94	22,17	vérifier	1,17	6	vérifier
8	7,90	22,17	vérifier	1,42	6	vérifier
9	5,08	22,17	vérifier	1,03	6	vérifier



**V.4.3.méthode proposé pour le nouveau RPA :****V.4.3.1.exemple de calculer voile(VX1) :**

Donnée:

$$h=5.95, h_p=0.45m \implies h_e=5.55m$$

$$l_w = 5m,$$

$$b_w = 0.2m, h_w = 22.27m,$$

Avec :

$l_w$  : la longueur des voiles,  $b_w$  : l'épaisseur des voiles,  $h_e$  : la hauteur libre,

**1. Exigence de ductilité pour la zone critique :****a. la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique :**

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ \text{Max}(l_w, h_w/2) \\ h_e, n \leq 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad h_{cr} \leq \begin{cases} 5m \\ 5m \\ 10m \end{cases}$$

On prend :  $h_{cr} = 5m$  pour simplifier l'exécution on prend  $h_{cr}$  : un niveau

**b. la longueur de l'élément de rive : ( $l_c$ )**

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

$$l_c = \max(0.75, 0.3)$$

On prend :  $l_c = 0.75m$

**c. l'épaisseur de l'élément de rive ( $b_c$ ) :**

$$b_c \geq \max(20cm, h_e/15)$$

$$b_c > \max(20cm, 37cm)$$

On prend :  $b_c = 0.5m$

**2. calculer de ferrailage :****a. calculer des armatures nécessaires a la flexion composé :**

On calculer la section d'armature nécessaire pour une section rectangulaire ( $l_w, b_w$ ) => (0.2; 5m)

$$N^{\max} \Rightarrow M^{\text{cor}}$$

$$N^{\min} \Rightarrow M^{\text{cor}}$$

$$M^{\max} \Rightarrow N^{\text{cor}}$$

Pour cette exemple : ( la section d'armatures calculer par le logiciel **socotec** ) .

$$N^{\max} = -2310.32 \text{ kn} \quad M^{\text{cor}} = 11486.9 \text{ kn} \Rightarrow A_s = 38.25 \text{ cm}^2$$

$$N^{\min} = -334.75 \text{ kn} \quad M^{\text{cor}} = 1102.11 \text{ kn} \Rightarrow A_s = 51.8 \text{ cm}^2$$

$$M^{\max} = 11486.98 \text{ kn.m} \quad N^{\text{cor}} = -2310.32 \text{ kn} \Rightarrow A_s = 38.25 \text{ cm}^2$$

Danc en prend  $A_s = 51.8 \text{ cm}^2$

comme le moment est considéré comme une section réversible.

Les deux extrémités du voile on le même pourcentage de ferrailage reporté sur la longueur critique  $l_c$  = on opte comme suit.

$$A_{s \text{ choisie}} = 14\text{HA}20 + 4\text{T}16 \text{ (avec un } A_s = 52.02 \text{ cm}^2)$$

#### b. Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$\text{On vérifier : } \frac{A_{s \text{ choisie}}}{A_{AC}} \times 100 > 0.5\%$$

$A_{AC}$ : section des armatures de la zone confiné

$$A_{AC} = (50 \times 50) + (25 \times 20) = 3000 \text{ cm}^2$$

$$\frac{52.02}{3000} \times 100 = 1.73\% > 0.5\% \rightarrow \text{ok}$$

#### ➤ L'espace vertical :

$$S_t \leq \min \left( \frac{b_0}{2}, 20 \text{ m}, 2d_l \right)$$

$$b_0 = b_w - \phi_l = 20 \text{ m} - 2 = 18 \text{ m}$$

$$S_t \leq \min (9 \text{ cm}, 20 \text{ cm}, 18.8 \text{ cm})$$

On opte :  $S_t = 10 \text{ m}$

#### c. Les armatures de confinement dans les éléments de rive :

$$A_t = 0.09 S_t b_c \frac{F_{ch}}{F_e} = 0.09(10) \cdot (50) \cdot \frac{30}{500}$$

$$A_t > 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.3 \cdot s_t \cdot b_c \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{F_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 \cdot 10 \cdot 50 \cdot \left( \frac{5000}{3000} - 1 \right) \cdot \frac{30}{500} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 9T10.

$\left( \frac{A_g}{A_c} \right)$ : Représente le rapport de la surface total de l élément e rive sur sa surface confiné.

#### d. Acier horizontaux :

$$A_h = \frac{\bar{V} \cdot S_t}{z \cdot f_e}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1.4V_u$$

$V_u$  = effort tranchant

$$Z=0.9d : \text{ avec } d=0.9l_w = 4.5 \text{ m}$$

$$A_{hmin} = 0.2 l_w \cdot b_w$$

Donc avec :  $V_u = 955.36 \text{ kN}$

$$\bar{V} = 1.4 \times 955.36 = 1337.504 \text{ kN}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \implies A_h \geq \frac{1337.504 \times 10^3 \times 15}{0.9 \times 4500 \times 500} = 0.99 \text{ cm}^2$$

- $A_{hmin} = 0.2\% (5) * 0.2$
- $A_{hmin} = 20 \text{ cm}^2$

Pour une distance de 100 cm on a :  $2 * 7HA14 = 21.55 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(1.5b_w, 25) \implies S_t \leq \min(0.75, 25 \text{ cm}) \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

### e. armature de joint de bétonnage :

$$A_{vg} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \times \frac{1337.504 \times 10^3}{500} = 29.43 \text{ cm}^2$$

cette quantité d acier sera ajouté le long des joint de reprise de coulage

- Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode proposée pour le projet des (RPA) :

### 1) Voiles VX1 :

- **Données :**

$$h = 5.95 \text{ m}, h_{poutre} = 0.45 \text{ m} \implies h_e = 5.55 \text{ m}$$

$$l_w = 5 \text{ m}, b_w = 0.2 \text{ m}, h_w = 22.27 \text{ m} (6 \text{ niveau}).$$

### a) Exigences de ductilité pour la zone critique :

**Tableau V63:** Exigences de ductilité pour la zone critique VX1

1. la hauteur de la zone critique : $h_{cr}$	5 m
2. la longueur de l'élément de rive : $l_c$	0,75 m
3. l'épaisseur de l'élément de rive : $b_c$	0,5

**Remarque :** pour simplifier l'exécution on prend ( $h_{cr}$ ) : un niveau .

**b) Calculer de ferrailage :****1. Calculer des armatures nécessaires a la flexion composée :****TableauV64:**Calculer des armatures nécessaires VX1

niveau	N(kn)	M(kn.m)	As(cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St(cm)	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-334,75	11102,11	51,47	14HA20+4HA16	10	52,02
1 <sup>er</sup>	-1826,40	13359,24	50,23	14HA20+4HA16	10	52,02
2 <sup>eme</sup>	-1488,63	12653,24	49,14	12HA20+6HA16	10	49,76
3 <sup>eme</sup>	-1180,33	8598,80	29,21	12HA16+4HA14	15	30,29
4 <sup>eme</sup>	-931,64	6726,14	22,35	16HA14	15	24,63
5 <sup>eme</sup>	-608,72	4765,43	15,81	16HA12	15	18,10

**2. Vérifier le pourcentage des armatures longitudinal dans les éléments de rive :**

$$\text{On vérifié : } \frac{A_s \text{ choisie}}{A_{cv}} \times 100 > 0.5\%$$

**TableauV66:**Calculer des armatures nécessaires VX1

niveau	A <sub>S</sub> choisie (cm <sup>2</sup> )	A <sub>AC</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_s \text{ choisie}}{A_{cv}} \times 100$	Pourcentage de vérification	obs
RDC	52,02	3000	1,73	0,5	vérifie
1 <sup>er</sup>	52,02	3000	1,73	0,5	vérifie
2 <sup>eme</sup>	49,76	2625	1,9	0,5	vérifie
3 <sup>eme</sup>	30,29	2625	1,15	0,5	vérifie
4 <sup>eme</sup>	24,63	2300	1,07	0,5	vérifie
5 <sup>eme</sup>	18,10	2300	0,8	0,5	vérifie

### 3. Les armatures de confinement dans les éléments de rive :

On calcule :

$$\triangleright At1 \geq 0,09 \cdot St \cdot bc \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\triangleright At2 \geq 0,3 \cdot St \cdot bc \cdot \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq \max ( At1 , At2 )$$

$$A_t = 0,09 \cdot S_t \cdot b_c \cdot \frac{F_{c28}}{F_e} = 0,09(10) \cdot (50) \cdot \frac{30}{500}$$

$$A_t > 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot s_t \cdot b_c \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{F_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot 10 \cdot 50 \cdot \left( \frac{5000}{3000} - 1 \right) \cdot \frac{30}{500} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 9T10.

### 4. Les armateurs horizontaux :

On calcule :

$$A_h \geq \frac{s_t \bar{V}}{Z f_e}$$

$$\text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_{cul}$$

$V_{cul}$  : effort tranchant.

$$Z = 0,9d : \text{avec } d = 0,9l_w$$

$$A_{h_{min}} = 0,2\% l_w \cdot b_w$$

**Tableau V67:** Les armateurs horizontaux VX1

niveau	$V_{cul}$ (kn)	$\bar{V}$ (kn)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St	$A_t$ adoptées ( cm <sup>2</sup> )
RDC	955,36	1337,51	0,99	20	20	2x7HA14	15	21,55
1 <sup>er</sup>	1980,96	2773,35	2,05	20	20	2x7HA14	15	21,55
2 <sup>eme</sup>	3070,13	4298,18	3,18	20	20	2x7HA14	15	21,55
3 <sup>eme</sup>	2264,94	3170,91	2,35	20	20	2x7HA14	15	21,55
4 <sup>eme</sup>	2084,51	2918,32	2,16	20	20	2x7HA14	15	21,55
5 <sup>eme</sup>	2375,62	3325,87	2,46	20	20	2x7HA14	15	21,55

### 5. Les armateurs des joints de reprise de coulage :

$$\text{On calculer : } Avj = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

**TableauV68:**Les armateurs horizontaux VX1

niveau	$\bar{V}$ (kn)	$A_{VJ}$ (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St	$A_t$ adoptées ( cm <sup>2</sup> )
RDC	1337,51	29,43	2*16T12	15	31,25
1 <sup>er</sup>	2773,35	61,01	2*16T16	15	64,34
2 <sup>eme</sup>	4298,18	94,56	2*24T16	15	96,48
3 <sup>eme</sup>	3170,91	69,76	2*23T14	15	70,84
4 <sup>eme</sup>	2918,32	64,20	2*22T14	15	67,76
5 <sup>eme</sup>	3325,87	73,17	2*24T14	15	73,92

### 2) Voiles VX2 :

- **Données :**

$$h = 5.95\text{m} , h_{\text{poutre}} = 0.45\text{m} \Rightarrow h_e = 5.55\text{m}$$

$$l_w = 2\text{m} , b_w = 0.2\text{m} , h_w = 34.71\text{m} (h_w > 6 \text{ niveau}).$$

#### a) Exigences de ductilité pour la zone critique :

**TableauV69:**Exigences de ductilité pour la zone critique VX2

1. la hauteur de la zone critique : $h_{cr}$	4 m
2. la longueur de l'élément de rive : $l_c$	0,5 m
3. l'épaisseur de l'élément de rive : $b_c$	0,5 m

**Remarque :** pour simplifier l'exécution on prend(  $h_{cr}$ ) : un niveau .

## b) Calculer de ferrailage :

## 1. Calculer des armatures nécessaires a la flexion composée :

TableauV70:Calculer des armatures nécessaires VX2

niveau	N(kn)	M(kn.m)	As(cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St(cm)	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-744,30	688,28	0,1	12HA12	15	13,57
1 <sup>er</sup>	-1860,29	1269,47	10,41	12HA12	15	13,57
2 <sup>eme</sup>	-1273,81	1367,75	3,94	12HA12	15	13,57
3 <sup>eme</sup>	-569,76	854,21	4,04	12HA12	15	13,57
4 <sup>eme</sup>	-435,79	884,57	5,83	12HA12	15	13,57
5 <sup>eme</sup>	-300,17	455,47	1,99	12HA12	15	13,57
6 <sup>eme</sup>	-180,92	1150,37	11,85	12HA12	15	13,57
7 <sup>eme</sup>	-25,62	639,14	7,21	12HA12	15	13,57
8 <sup>eme</sup>	32,49	437,62	5,45	12HA12	15	13,57
9 <sup>eme</sup>	37,19	293,27	3,18	12HA12	15	13,57

## 2. Vérifier le pourcentage des armatures longitudinal dans les éléments de rive :

$$\text{On vérifié : } \frac{A_{s \text{ choisie}}}{A_{cv}} \times 100 > 0.5\%$$

TableauV71:Calculer des armatures nécessaires VX2

niveau	A <sub>Schoisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>AC</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_{s \text{ choisie}}}{A_{cv}} \times 100$	Pourcentage de vérification	obs
RDC	13,57	2500	0,54	0,5	vérifie
1 <sup>er</sup>	13,57	2500	0,54	0,5	vérifie
2 <sup>eme</sup>	13,57	2125	0,64	0,5	vérifie
3 <sup>eme</sup>	13,57	2125	0,64	0,5	vérifie
4 <sup>eme</sup>	13,57	1800	0,75	0,5	vérifie
5 <sup>eme</sup>	13,57	1800	0,75	0,5	vérifie
6 <sup>eme</sup>	13,57	1525	0,89	0,5	vérifie
7 <sup>eme</sup>	13,57	1525	0,89	0,5	vérifie
8 <sup>eme</sup>	13,57	1525	0,89	0,5	vérifie
9 <sup>eme</sup>	13,57	1525	0,89	0,5	vérifie

**3. Les armatures de confinement dans les éléments de rive :**

On calculer :

$$\triangleright At1 \geq 0,09 \cdot St \cdot bc \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\triangleright At2 \geq 0,3 \cdot St \cdot bc \cdot \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq \max (At1, At2)$$

$$A_t = 0,09 \cdot S_t \cdot b_c \cdot \frac{F_{ch}}{F_e} = 0,09(10) \cdot (50) \cdot \frac{30}{500}$$

$$A_t > 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot s_t \cdot b_c \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{F_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot 10 \cdot 50 \cdot \left( \frac{3000}{2500} - 1 \right) \cdot \frac{30}{500} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 6T8.

**4. Les armateurs horizontaux :**

On calculer :

$$A_h \geq \frac{s_t \bar{V}}{Z f_e} :$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_{cul}$$

Vcul : effort tranchant.

$$Z = 0,9d : \text{avec } d = 0,9l_w$$

$$A_{h_{\min}} = 0,2\% l_w \cdot b_w$$

**Tableau V72:** Les armateurs horizontaux VX2

niveau	V <sub>cul</sub> (kn)	$\bar{V}$ (kn)	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St	A <sub>t</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	180,75	253,05	0,47	8	8	2x7HA10	15	11
1 <sup>er</sup>	284,43	398,21	0,74	8	8	2x7HA10	15	11
2 <sup>eme</sup>	532,78	745,89	1,38	8	8	2x7HA10	15	11
3 <sup>eme</sup>	360,00	504,00	0,93	8	8	2x7HA10	15	11
4 <sup>eme</sup>	436,79	611,51	1,13	8	8	2x7HA10	15	11
5 <sup>eme</sup>	272,49	381,49	0,71	8	8	2x7HA10	15	11
6 <sup>eme</sup>	581,83	814,56	1,51	8	8	2x7HA10	15	11
7 <sup>eme</sup>	374,32	524,05	0,97	8	8	2x7HA10	15	11
8 <sup>eme</sup>	291,46	408,04	0,76	8	8	2x7HA10	15	11
9 <sup>eme</sup>	197,58	276,61	0,51	8	8	2x7HA10	15	11



**5. Les armateurs des joints de reprise de coulage :**

$$\text{On calculer : } Avj = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

**Tableau V73:** Les armateurs horizontaux VX2

niveau	$\bar{V}$ (kn)	$A_{Vj}$ (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St	$A_t$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	253,05	5,57	2*8T10	15	12,57
1 <sup>er</sup>	398,21	8,76	2*8T10	15	12,57
2 <sup>eme</sup>	745,89	16,41	2*8T12	15	18,1
3 <sup>eme</sup>	504,00	11,09	2*8T10	15	12,57
4 <sup>eme</sup>	611,51	13,45	2*9T10	15	14,14
5 <sup>eme</sup>	381,49	8,39	2*8T10	15	12,57
6 <sup>eme</sup>	814,56	17,92	2*8T12	15	18,1
7 <sup>eme</sup>	524,05	11,53	2*8T10	15	12,57
8 <sup>eme</sup>	408,04	8,98	2*8T10	15	12,57
9 <sup>eme</sup>	276,61	6,09	2*8T10	15	12,57

**3) Voiles VY1 :**• **Données :**

$$h = 5.95\text{m} , h_{\text{poutre}} = 0.45\text{m} \Rightarrow h_e = 5.55\text{m}$$

$$l_w = 4.8\text{m} , b_w = 0.2\text{m} , h_w = 19.21\text{m} (h_w < 6 \text{ niveau}) .$$

**a) Exigences de ductilité pour la zone critique :****Tableau V74:** Exigences de ductilité pour la zone critique VY1

1. la hauteur de la zone critique : $h_{cr}$	4,8 m
2. la longueur de l'élément de rive : $l_c$	0,9 m
3. l'épaisseur de l'élément de rive : $b_c$	0,5

**Remarque :** pour simplifier l'exécution on prend(  $h_{cr}$  ) : un niveau .

## b) Calculer de ferrailage :

## 1. Calculer des armatures nécessaires a la flexion composée :

TableauV75:Calculer des armatures nécessaires VY1

niveau	N(kn)	M(kn.m)	As(cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St(cm)	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-1474,51	16063,02	74,6	24HA20	10	75,36
1 <sup>er</sup>	-1193,56	10004,37	39,55	4HA20+14HA16	15	40,72
2 <sup>eme</sup>	-1012,94	7574,95	27,67	18HA14	15	27,71
3 <sup>eme</sup>	-793,25	5845,19	20,6	20HA12	10	22,62
4 <sup>eme</sup>	-1223,50	5097,67	12,14	20HA12	10	22,62

## 2. Vérifier le pourcentage des armatures longitudinal dans les éléments de rive :

$$\text{On vérifié : } \frac{A_s \text{ choisie}}{A_{cv}} \times 100 > 0.5\%$$

TableauV76:Calculer des armatures nécessaires VY1

niveau	A <sub>S</sub> choisie (cm <sup>2</sup> )	A <sub>AC</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_s \text{ choisie}}{A_{cv}} \times 100$	Pourcentage de vérification	obs
RDC	75,36	3300	2,28	0,5	vérifie
1 <sup>er</sup>	40,72	3300	1,23	0,5	vérifie
2 <sup>eme</sup>	27,71	2925	0,95	0,5	vérifie
3 <sup>eme</sup>	22,62	2925	0,77	0,5	vérifie
4 <sup>eme</sup>	22,62	2600	0,87	0,5	vérifie

## 3. Les armatures de confinement dans les éléments de rive :

On calculer :

$$\text{➤ } A_{t1} \geq 0,09 \cdot St \cdot bc \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\text{➤ } A_{t2} \geq 0,3 \cdot St \cdot bc \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq \max ( A_{t1} , A_{t2} )$$

$$A_t = 0.09 S_t \cdot b_c \cdot \frac{F_{ch}}{F_e} = 0.09(10) \cdot (50) \cdot \frac{30}{500}$$

$$A_t > 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.3 \cdot s_t \cdot b_c \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{F_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot 10 \cdot 50 \cdot \left( \frac{4800}{3300} - 1 \right) \cdot \frac{30}{500} = 4,09 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrillage dans les zones confinées 10T8.

#### 4. Les armateurs horizontaux :

On calculer :

$$A_h \geq \frac{s_t \bar{V}}{Z f_e} :$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_{cul}$$

$V_{cul}$  : effort tranchant.

$$Z = 0.9d : \text{avec } d = 0.9l_w$$

$$A_{h_{min}} = 0.2\% l_w \cdot b_w$$

**Tableau V77:** Les armateurs horizontaux VY1

niveau	$V_{cul}$ (kn)	$\bar{V}$ (kn)	$A_h$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{h_{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_h$ ( $\text{cm}^2$ )	choix d'armatures	St	$A_t$ adoptées ( $\text{cm}^2$ )
RDC	2160,31	3024,43	2,33	19,2	19,2	2x9HA12	10	20,36
1 <sup>er</sup>	1900,36	2660,50	2,05	19,2	19,2	2x9HA12	10	20,36
2 <sup>eme</sup>	1669,71	2337,59	1,80	19,2	19,2	2x9HA12	10	20,36
3 <sup>eme</sup>	1526,48	2137,07	1,65	19,2	19,2	2x9HA12	10	20,36
4 <sup>eme</sup>	1775,22	2485,31	1,92	19,2	19,2	2x9HA12	10	20,36

**5. Les armateurs des joints de reprise de coulage :**

$$\text{On calculer : } Avj = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

**Tableau V78:** Les armateurs horizontaux VY1

niveau	$\bar{V}$ (kn)	$A_{VJ}$ (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St	$A_t$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	3024,43	66,54	2*22T14	15	67,76
1 <sup>er</sup>	2660,50	58,53	2*20T14	15	61,6
2 <sup>eme</sup>	2337,59	51,43	2*18T14	15	55,44
3 <sup>eme</sup>	2137,07	47,02	2*22T12	15	49,72
4 <sup>eme</sup>	2485,31	54,68	2*25T12	15	56,5

**4) Voiles VY2 :**• **Données :**

$$h = 5.95\text{m} , h_{\text{poutre}} = 0.45\text{m} \Rightarrow h_e = 5.55\text{m}$$

$$l_w = 1.4\text{m} , b_w = 0.2\text{m} , h_w = 34.71\text{m} (h_w > 6 \text{ niveau}) .$$

**a) Exigences de ductilité pour la zone critique :****Tableau V79:** Exigences de ductilité pour la zone critique VY2

1. la hauteur de la zone critique : $h_{cr}$	2,8 m
2. la longueur de l'élément de rive : $l_c$	0,4 m
3. l'épaisseur de l'élément de rive : $b_c$	0,2 m

**Remarque :** pour simplifier l'exécution on prend( $h_{cr}$ ) : un niveau .

## b) Calculer de ferrailage :

## 1. Calculer des armatures nécessaires a la flexion composée :

TableauV80:Calculer des armatures nécessaires VY2

niveau	N(kn)	M(kn.m)	As(cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St(cm)	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	-490,26	1070,72	14,81	10HA14	10	15,39
1 <sup>er</sup>	-242,57	295,42	2,3	10HA12	10	11,31
2 <sup>eme</sup>	-208,58	508,30	6,48	10HA12	10	11,31
3 <sup>eme</sup>	-98,48	444,87	6,5	10HA12	10	11,31
4 <sup>eme</sup>	-99,27	341,05	4,66	10HA12	10	11,31
5 <sup>eme</sup>	-125,57	539,51	7,92	10HA12	10	11,31
6 <sup>eme</sup>	-173,63	660,37	9,65	10HA12	10	11,31
7 <sup>eme</sup>	125,03	391,74	8	10HA12	10	11,31
8 <sup>eme</sup>	172,97	423,68	9,08	10HA12	10	11,31
9 <sup>eme</sup>	155,29	286,92	6,54	8HA12	15	9,05

## 2. Vérifier le pourcentage des armatures longitudinal dans les éléments de rive :

$$\text{On vérifié : } \frac{A_s \text{ choisie}}{A_{cv}} \times 100 > 0.5\%$$

TableauV81:Calculer des armatures nécessaires VY2

niveau	A <sub>S</sub> choisie (cm <sup>2</sup> )	A <sub>AC</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_s \text{ choisie}}{A_{cv}} \times 100$	Pourcentage de vérification	obs
RDC	15,39	1000	1,54	0,5	vérifie
1 <sup>er</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
2 <sup>eme</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
3 <sup>eme</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
4 <sup>eme</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
5 <sup>eme</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
6 <sup>eme</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
7 <sup>eme</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
8 <sup>eme</sup>	11,31	1000	1,13	0,5	vérifie
9 <sup>eme</sup>	9,05	1000	0,91	0,5	vérifie

**3. Les armatures de confinement dans les éléments de rive :**

On calculer :

$$\triangleright At1 \geq 0,09 \cdot St \cdot bc \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\triangleright At2 \geq 0,3 \cdot St \cdot bc \cdot \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq \max ( At1 , At2 )$$

$$A_t = 0,09 \cdot S_t \cdot b_c \cdot \frac{F_{ch}}{F_e} = 0,09(10) \cdot (20) \cdot \frac{30}{500}$$

$$A_t > 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot s_t \cdot b_c \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{F_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot 10 \cdot 50 \cdot \left( \frac{1400}{1000} - 1 \right) \cdot \frac{30}{500} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 5T8.

**4. Les armateurs horizontaux :**

On calculer :

$$A_h \geq \frac{s_t \bar{V}}{Z f_e} :$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_{cul}$$

Vcul : effort tranchant.

$$Z = 0,9d : \text{avec } d = 0,9l_w$$

$$A_{h_{\min}} = 0,2\% l_w \cdot b_w$$

**Tableau V82:** Les armateurs horizontaux VY2

niveau	$V_{cul}$ (kn)	$\bar{V}$ (kn)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{hmin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St	$A_t$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	242,89	340,05	0,90	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
1 <sup>er</sup>	83,41	116,77	0,31	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
2 <sup>eme</sup>	231,45	324,02	0,86	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
3 <sup>eme</sup>	215,22	301,31	0,80	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
4 <sup>eme</sup>	156,99	219,78	0,58	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
5 <sup>eme</sup>	229,48	321,27	0,85	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
6 <sup>eme</sup>	335,26	469,36	1,24	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
7 <sup>eme</sup>	210,65	294,91	0,78	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
8 <sup>eme</sup>	254,81	356,74	0,94	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85
9 <sup>eme</sup>	185,91	260,28	0,69	5,6	5,6	2x5HA10	20	7,85

**5. Les armateurs des joints de reprise de coulage :**

$$\text{On calculer : } Avj = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

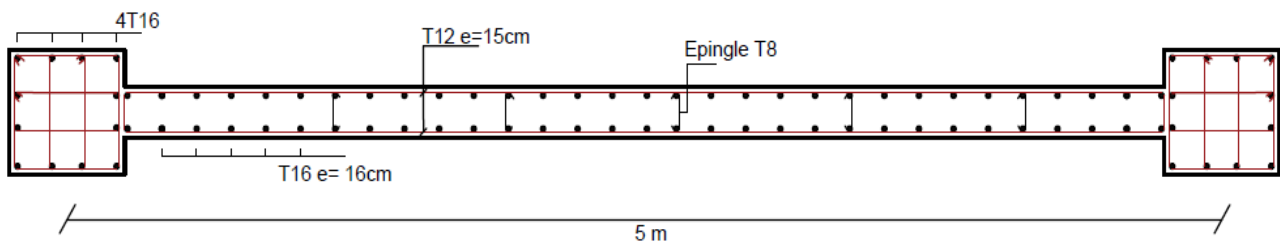
**Tableau V83:** Les armateurs horizontaux VY2

niveau	$\bar{V}$ (kn)	$A_{Vj}$ (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	St	$A_t$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
RDC	340,05	7,48	2*8T10	15	12,57
1 <sup>er</sup>	116,77	2,57	2*8T10	15	12,57
2 <sup>eme</sup>	324,02	7,13	2*8T12	15	18,1
3 <sup>eme</sup>	301,31	6,63	2*8T10	15	12,57
4 <sup>eme</sup>	219,78	4,84	2*9T10	15	14,14
5 <sup>eme</sup>	321,27	7,07	2*8T10	15	12,57
6 <sup>eme</sup>	469,36	10,33	2*8T12	15	18,1
7 <sup>eme</sup>	294,91	6,49	2*8T10	15	12,57
8 <sup>eme</sup>	356,74	7,85	2*8T10	15	12,57
9 <sup>eme</sup>	260,28	5,73	2*8T10	15	12,57

**Conclusion :**

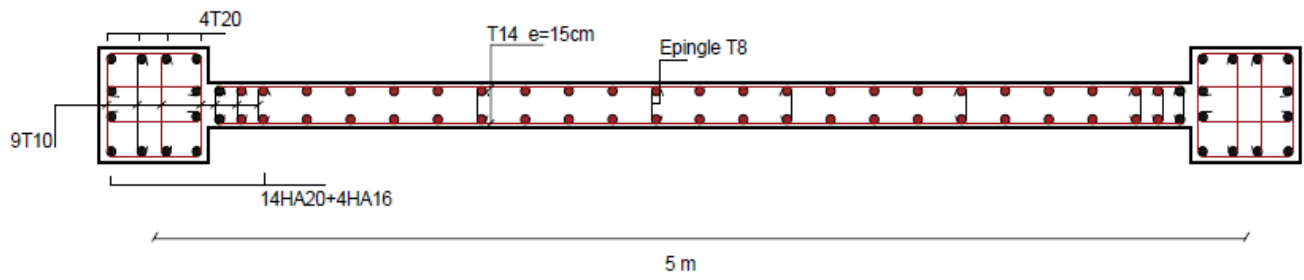
Après les calculs que nous avons faits sur notre structure en utilisant les deux méthodes (méthode des contraintes selon PS92 et la méthode proposée dans nouveau RPA) nous avons remarqué ce qui suit :

- La méthode proposée exigé la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique
- Armatures verticale : Les résultats obtenus dans la méthode des contraintes selon PS92 sont inférieurs de 4% à 10% de ceux obtenues par la méthode proposée. donc la méthode proposée bien résistée.
- Comme pour l'acier horizontal, on note que la méthode des contraintes selon PS92 dépend d'un pourcentage de l'acier vertical estimé à  $(2/3)$ , ce qui nous fait obtenir un pourcentage d'acier plus grandes .par contre à la méthode proposée, elle dépend des efforts tranchent, donc d'un point de vue économique, la méthode proposé est plus économique.
- Pour les armatures de joint de bétonnage ils ont le même calculer.



**Figure V.7 :** Schéma de ferrailage des voiles (méthode des contraintes).





**Figure V.8:** Schéma de ferrailage des voiles (méthode proposée de RPA).

## CHAPITRE VI

### *Etude de l'infrastructure*



**VI.1. Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

**VI.2. Choix de type de fondation :**

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma_{sol}$
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

**VI.3. Calcul des fondations :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

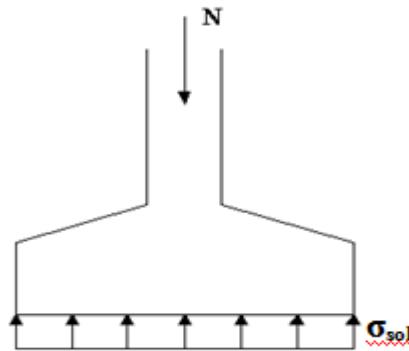
### VI.3.1. semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au

rapport  $a$  sur  $b$  :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$A$  est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$



**Figure VI.1** : semelles isolée sous poteaux

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison  $[G+Q]$ .

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semell}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 2254,31 \text{ kN}$$

$$D \text{ ou } S \geq \frac{2254,31}{200} = 11,27 \quad S = 11,27 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{11,27} = 3,35 \Rightarrow B = 3,35 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 3,05\text{m} < 1,5xB = 5,03\text{ m} \dots\dots$  non vérifié

### Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### VI.3.2. Semelles filantes :

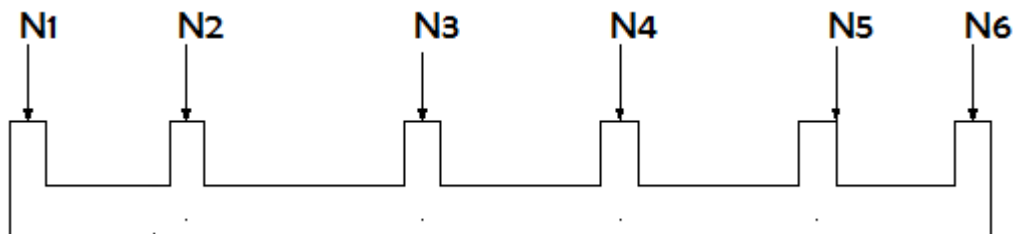


Figure VI.2 : Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

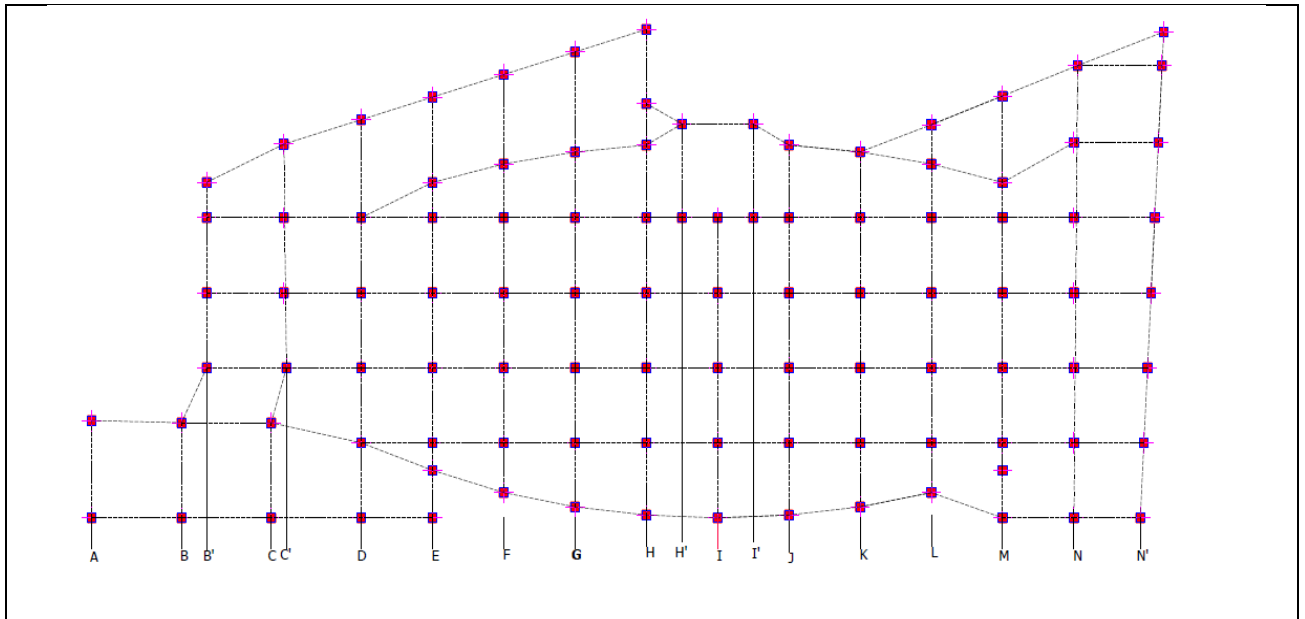


Figure VI.3 : Disposition des axes

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

<i>Files</i>	<i>N(kN)</i>	<i>S(m<sup>2</sup>)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>
A	539,1	2,6955	6,1	0,44188525	1
B	694,65	3,47325	6,1	0,56938525	1
B'	784,28	3,9214	11,9	0,32952941	1
C	850,4	4,252	6,1	0,69704918	1
C'	1855,37	9,27685	14,31	0,64827743	1
D	5343,59	26,71795	25,5	1,04776275	1,5
E	8003,5	40,0175	27	1,48212963	1,5
F	9705,4	48,527	26,7	1,81749064	2
G	11043,37	55,21685	29,1	1,89748625	2
H	10924,56	54,6228	31,06	1,75862202	2
H'	1940,37	9,70185	6	1,616975	2
I	9237,34	46,1867	19,2	2,40555729	2,5
I'	2464,05	12,32025	6	2,053375	2,1
J	9698,69	48,49345	24	2,02056042	2,1
K	10310,82	51,5541	22,7	2,27110573	2,5
L	9892,51	49,46255	23,53	2,10210582	2,5
M	8577,28	42,8864	26,97	1,59015202	2
N	6051,46	30,2573	28,9	1,0469654	1,5
N'	3349,58	16,7479	31,08	0,53886422	1
		556,3316			

➤ **Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$S_{\text{semelles}} = 556.33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 1800.73 \text{ m}^2 \text{ (calculer par AUTOCAD)}$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{556.33}{1800.73} = 31\% < 50\%$$

Donc on opte pour des semelles filantes dans le sens Y-Y

**VI.3.2.1. Pré dimensionnement de la semelle filante :****a) Dalle :**➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$ )

On prend  $h = 25 \text{ cm}$

$$h_t = \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{100 - 50}{4} + 5 \text{ cm} = 17.5 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

**Tableau VI.2 :** Les dimensions de la dalle des semelles filantes

<b>B(m)</b>	<b>h<sub>t</sub>(cm)</b>
1	25
1,5	30
2	45
2,1	45
2,5	55

**b) Nervure :**

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique

; La nervure est rigide, l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton.

$b_n$  : largeur de la nervure ;  $b_{sf}$  : largeur semelle ;  $a$  : largeur de poteau

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.



- $K=4 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4 \text{ [kg/cm}^3]$  .

$$le = \sqrt[4]{\frac{4xEI}{Kxbsf}}$$

$$b_n = 50 \text{ cm} ; b_{sf} = 1 \text{ m} ; E = 11000 \times 30^{1/3} = 34179.55 \text{ Mpa} ; K = 40 \text{ MN/m}^3$$

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{48xKxbsfxl^4}{Exbnx\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48x0.04x1000x5700^4}{34179.155x500x\pi^4}} = 1,06 \approx 1.1\text{m}$$

**Tableau VI.4 :** Les dimensions de la nervure

Sans	Files	$b_{sf}$	$h_t$	$b_n$	$h_n$ choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
Y-Y	A-B-B'-C-C'-N'	1	25	50	1,1
	D-E-N	1.5	30	50	1.25
	F-G-H-H'	2	45	50	1,35
	J-K	2,1	45	50	1,4
	I-K-L	2.5	55	50	1,45

#### VI.4. Vérification Nécessaire :

##### VI.4.1. Vérification de la stabilité au renversement :

###### a. La 1<sup>er</sup> méthode :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Effort horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

###### Avec :

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

**Sens x-x :**

$$M_0=129984.02 \text{ kN.m}; V_0=10725.49 \text{ kN}; h=3,74 \text{ m} \quad \text{Donc: } M_R=170097.35 \text{ KN.m}$$

$$N= N_{G1}+ N_{G2}$$

NG1: Poids propre de la structure ; NG2: Poids propre de la semelle.

$$N_{G1}=70936.0032 \text{ kN}, N_{G2}= 15578.621 \text{ KN}$$

Donc:

$$N=86514.63 \text{ KN}$$

$$M_S=N.xG = 2713098.8 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_R}{M_S} = 15.95 > 1.5 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

**Sens y-y :**

$$M_0= 2280 \text{ kN.m}; V_0=7490.867 \text{ kN} ; h=3,74 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R=256030.31 \text{ KN.m} ; M_S=N.yG=117707.14 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_R}{M_S} = 4.21 > 1.5 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

**b. La 2<sup>ème</sup> méthode :**

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  (RPA99) (article 10.1.5).

- Suivent X-X :  $e = \frac{17009.35}{86514.69} = 1.96 \text{ m} \leq \frac{73.1}{4} = 36.75 \text{ m} \dots \dots \text{ vérifier}$
- Suivent Y-Y :  $e = \frac{25630.31}{86514.69} = 2.95 \text{ m} \leq \frac{31.1}{4} = 7.8 \text{ m} \dots \dots \text{ vérifier}$

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens

**VI.4.2. Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante:**

A ELS :

**Tableau VI.5 :** Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.

Fille	P	L	B	Sf	$\sigma$	$\sigma$	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	
A	539,1	6,1	1	6,1	88,3770492	200	ok
B	694,65	6,1	1	6,1	113,877049	200	ok
B'	784,28	11,9	1	11,9	65,9058824	200	ok
C	850,4	6,1	1	6,1	139,409836	200	ok
C'	1855,37	14,31	1	14,31	129,655486	200	ok
D	5343,59	25,5	1,5	38,25	139,701699	200	ok
E	8003,5	27	1,5	40,5	197,617284	200	ok
F	9705,4	26,7	2	53,4	181,749064	200	ok
G	11043,37	29,1	2	58,2	189,748625	200	ok
H	10924,56	31,06	2	62,12	175,862202	200	ok
H'	1940,37	6	2	12	161,6975	200	ok
I	9237,34	19,2	2,5	48	192,444583	200	ok
I'	2464,05	6	2,1	12,6	195,559524	200	ok
J	9698,69	24	2,1	50,4	192,434325	200	ok
K	10310,82	22,7	2,5	56,75	181,688458	200	ok
L	9892,51	23,53	2,5	58,825	168,168466	200	ok
M	8577,28	26,97	2	53,94	159,015202	200	ok
N	6051,46	28,9	1,5	43,35	139,595386	200	ok
N'	3349,58	31,08	1	31,08	107,772844	200	ok

**VI.5. Ferrailage Des Semelles Filantes:****VI.5.1. Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$P_u$  : L'effort normal reparti à l'ELU.

Exemple de calcul :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8x \times \delta_s} = \frac{120606.55 \times (1 - 0.5)}{8 \times 0.225 \times \left(\frac{500}{1.15}\right)} = 0.77 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.5}{500} = 2.5875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{s_{CNF}}) = 2.5875 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 1.13 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}10$$

Tableau VI.6 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes

File	Sens Y-Y													
	Nu (KN)	L (m)	qu (N/ml)	B (m)	b (m)	H (m)	d (m)	$\sigma$ (Mpa)	As (cm <sup>2</sup> )	CNF (cm <sup>2</sup> )	choix	As (cm <sup>2</sup> )	Ar (cm <sup>2</sup> )	Ar (cm <sup>2</sup> )
SFA	735,7	6,1	1E+05	1	0,5	0,25	0,225	434,8	0,77	2,59	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFB	954,2	6,1	2E+05	1	0,5	0,25	0,225	434,8	0,997	2,59	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFB'	1073	11,9	90129	1	0,5	0,25	0,225	434,8	0,55	2,59	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFC	1165	6,1	2E+05	1	0,5	0,25	0,225	434,8	1,22	2,59	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFC'	2558	14,31	2E+05	1	0,5	0,25	0,225	434,8	1,14	2,59	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFD	7384	25,5	3E+05	1,5	0,5	0,3	0,27	434,8	3,083	4,66	5HA12	5,65	2,11875	4HA10
SFE	11036	27	4E+05	1,5	0,5	0,3	0,27	434,8	4,35	4,66	5HA12	5,65	2,11875	4HA10
SFF	13415	26,7	5E+05	2	0,5	0,45	0,405	434,8	5,3	9,32	8HA14	12,31	6,155	8HA10
SFG	15264	29,1	5E+05	2	0,5	0,45	0,405	434,8	5,581	9,32	8HA14	12,31	6,155	8HA10
SFH	15097	31,06	5E+05	2	0,5	0,45	0,405	434,8	5,175	9,32	8HA14	12,31	6,155	8HA10
SFH'	2674	6	4E+05	2	0,5	0,45	0,405	434,8	4,746	9,32	8HA14	12,31	6,155	8HA10
SFI	12773	19,2	7E+05	2,5	0,5	0,55	0,495	434,8	7,727	14,23	10HA14	15,39	9,61875	10HA12
SFI'	3819	6	6E+05	2,1	0,5	0,45	0,405	434,8	7,228	9,78	8HA14	12,31	6,46275	8HA10
SFJ	13402	24	6E+05	2,1	0,5	0,45	0,405	434,8	6,342	9,78	8HA14	12,31	6,46275	8HA10
SFK	14253	22,7	6E+05	2,5	0,5	0,55	0,495	434,8	7,293	14,23	10HA14	15,39	9,61875	10HA12
SFL	13796	23,53	6E+05	2,5	0,5	0,55	0,495	434,8	6,810	14,23	10HA14	15,39	9,61875	10HA12
SFM	11848	26,97	4E+05	2	0,5	0,45	0,405	434,8	4,677	9,32	8HA14	12,31	6,155	8HA10
SFN	8392	28,9	3E+05	1,5	0,5	0,3	0,27	434,8	3,091	4,66	5HA12	5,65	2,11875	4HA10
SFN'	4621	31,08	1E+05	1	0,5	0,25	0,225	434,8	0,949	2,59	4HA12	4,52	1,13	4HA10

### VI.5.2. Ferrailage des nervures :

Les charges revenant pour chaque file à L'ELU

$$q_{ELU} = N/L$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU :  $M_0 = ql^2/8$

- Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a = 0.5M_0$

#### 1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_s^{\min} = (0.23 \times 50 \times (110 - 5) \times 2.5) / 500 = 6.04 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7 : condition de non fragilité.

$h_N$ (m)	B(m)	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
1.1	0.5	6.04
1.25	0.5	6.9
1.35	0.5	7.48
1.4	0.5	7.76
1.45	0.5	8.05

2. Condition  $A_s^{min}$  de RPA99 :

$$A_s^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_s^{min} = 0,005 \times 110 \times 50 = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{max} = 0,06 \times 110 \times 50 = 330 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_s^{max} = 0,04 \times 110 \times 50 = 220 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

$$\Rightarrow \text{Max} (, A_s \text{ min RPA}, A_s \text{ CNF})$$

$$\Rightarrow A_s = 330 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.8 : choix de ferrailage des nervures.

	hN	L	Qu	M0	Mu	As cal	As min	As max	As max	CNF	choix	As adopté
Position	(m)	(m)	kN/m l	kN m	kN m	cm <sup>2</sup>	RPA	RPA Z.R	RPA Z.C			
Travée	1,1	6,23	191,06	926,94908	787,906721	19,2	27.5	330	220	6,04	9T20	28,27
Appuis					463,474542	11,0	27.5	330	220			
Travée	1,25	6,27	408,7	2008,6926	1707,38873	38,2	31.25	375	250	6,9	10T25	49,04
Appuis					1004,34631	21,5	31.25	375	250			
Travée	1,35	6,4	524,2	2683,9552	2281,36192	48	33.75	405	270	7,48	9T25+	63,03
Appuis					1341,9776	26,9	33.75	405	270		7,48	
Travée	1,4	4,8	636,4	1832,9184	1557,98064	30,3	35	420	280	7,76	4T20+	37,11
Appuis					916,4592	17,3	35	420	280		7,76	
Travée	1,45	4,8	665,2	1915,9488	1628,55648	30,5	36.25	435	290	8,05	5T25+	40,25
Appuis					957,9744	17,4	36.25	435	290		8,05	

**Tableau VI.9 :** vérification des contraintes à ELS

$h_N$	Position	choix	A adopté	$Q_s$	$M_0$	$M_s$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
(m)				kN/ml	kN m	kN m	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
1.1	Travée	9T20	28,27	139,4	676,31	574,87	6,46	18	228,8	250	vérifie
	Appuis	9T20	28,27			338,16	3,80		134,60		vérifie
1.25	Travée	10T25	49,04	296,43	1456,69	1238,19	8,47	18	242	250	vérifie
	Appuis	10T20	31,42			728,35	6,41		229,40		vérifie
1.35	Travée	12T25	58,91	379,49	1942,99	1651,54	8,98	18	247,1	250	vérifie
	Appuis	4T20+5T25	37,11			971,49	6,994		240,5		vérifie
1.4	Travée	4T20+5T25	37,11	410,67	1182,73	1005,32	6,78	18	238,4	250	vérifie
	Appuis	10T20	31,42			591,36	4,35		164,9		vérifie
1.45	Travée	5T25+5T20	40,25	481,11	1385,60	1177,76	7,16	18	247,6	250	vérifie
	Appuis	10T20	31,42			692,80	4,79		185,4		vérifie

➤ **Ferraillage transversal :**

$$T^{ELu} = \frac{qxl}{2} = \frac{191.06 \times 6.23}{2} = 595.15 \text{Kn}$$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{T^{ELu}}{0.9x\delta x\delta s} \quad (st = 15 \text{cm})$$

$$At \geq \frac{150 \times 595.15 \times 10^3}{0.9 \times 1050 \times \frac{500}{1.15}} = 2.17 \text{cm}^2 \Rightarrow 6T10 = 4.71 \text{cm}^2$$

**Tableau VI.10 :** Ferraillage transversal.

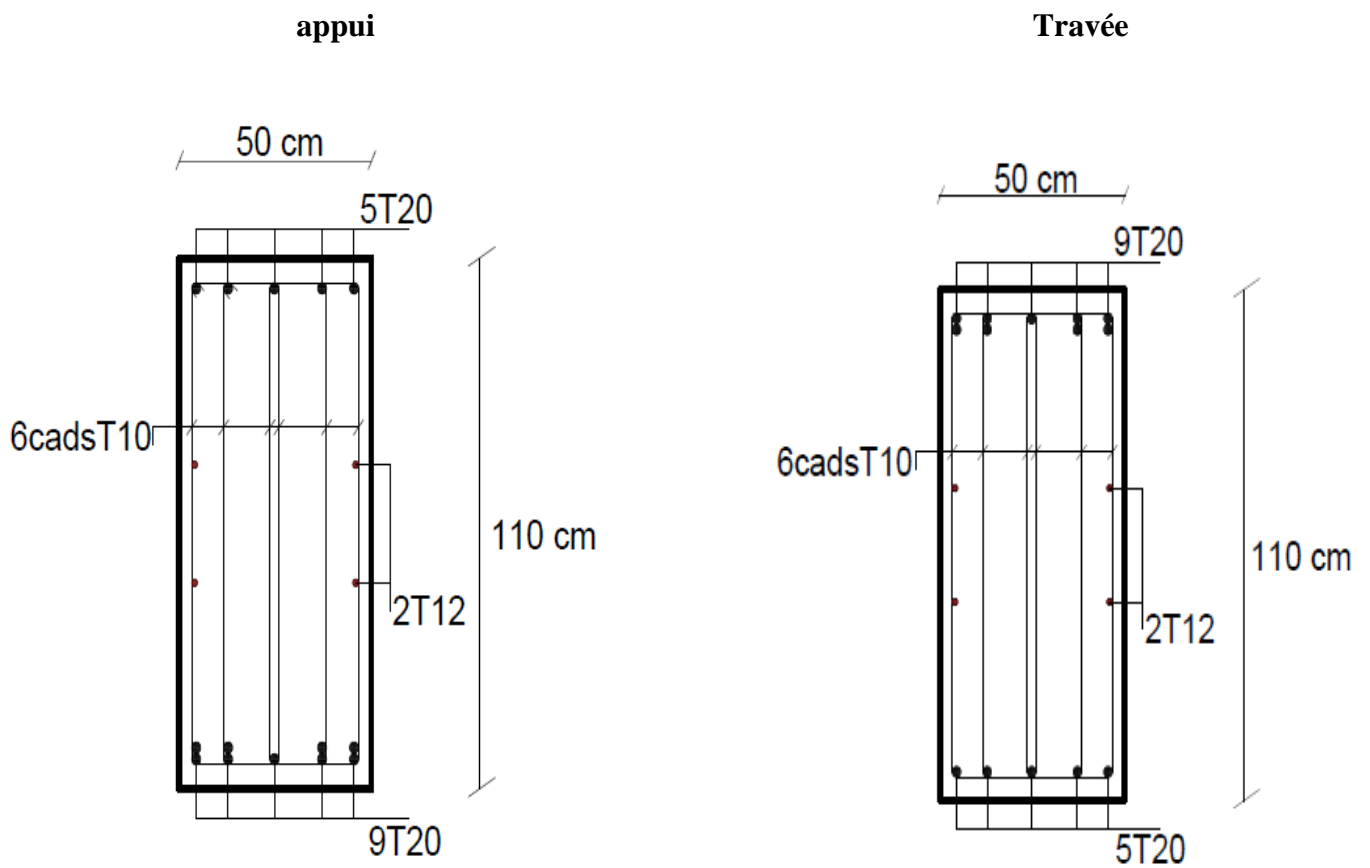
q	L	T	h	D	st	$\sigma_s$	At	choix
(K/ml)	(m)	(Kn)	(m)	(m)	(cm)	(Mpa)	(cm <sup>2</sup> )	
191,06	6,23	595,1519	1,1	1,05	15	434,7826	2,17	6HA10
408,76	6,27	1281,4626	1,25	1,2	15	434,7826	4,09	6HA10
524,21	6,4	1677,472	1,35	1,3	15	434,7826	4,95	8HA10
636,43	4,8	1527,432	1,4	1,35	15	434,7826	4,33	6HA10
665,26	4,8	1596,624	1,45	1,4	15	434,7826	4,37	6HA10

➤ Armature de peau :

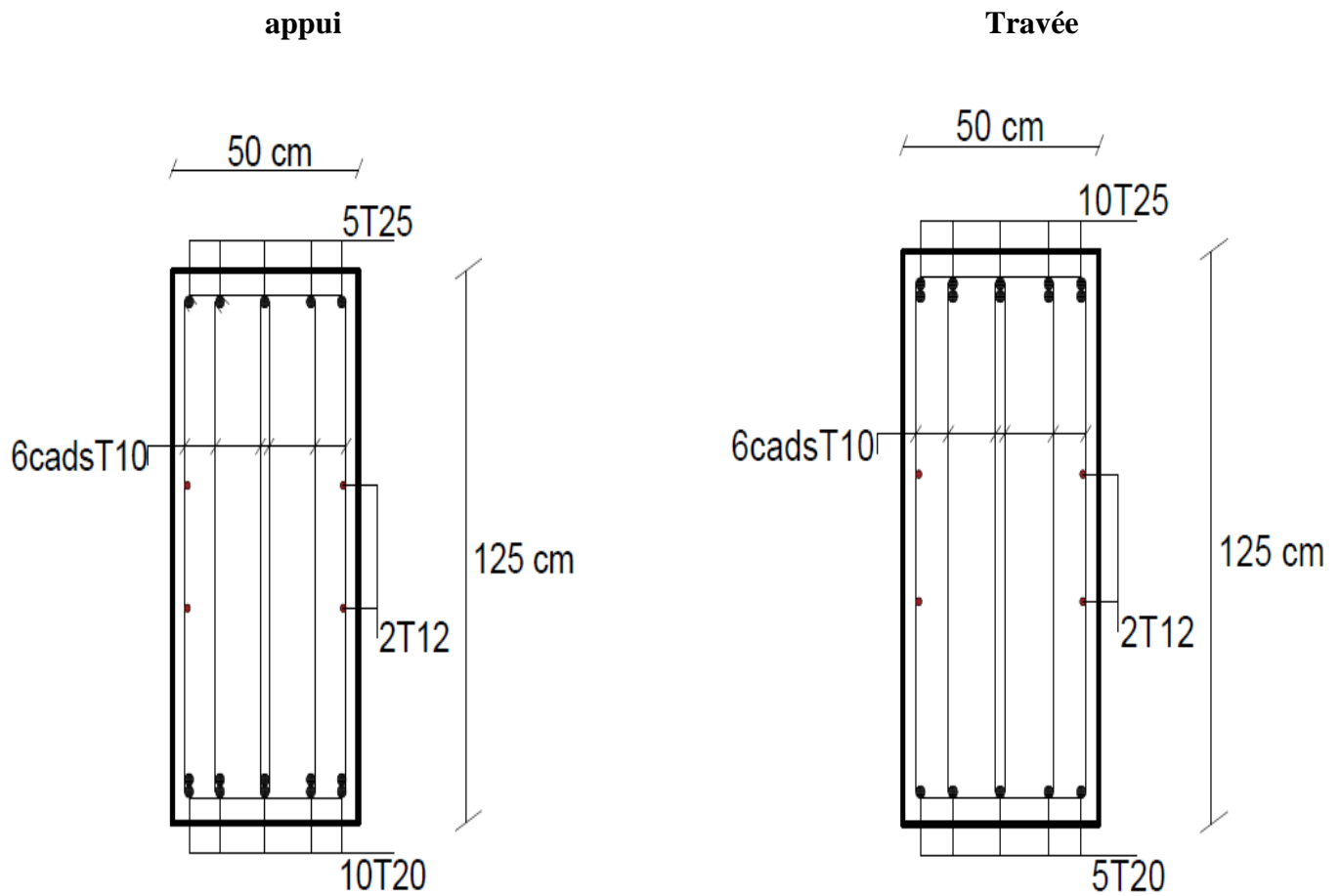
$$A_p = 3(\text{cm}^2/\text{m}) \times h = 3 \times 1.1 = 3.3 \text{cm}^2$$

**Tableau VI.11** : Les armatures de peau.

H	$A_p$	Choisie
1,1	3,3	4HA12
1,25	3,75	4HA12
1,35	4,05	4HA12
1,4	4,2	4HA12
1,45	4,35	4HA12

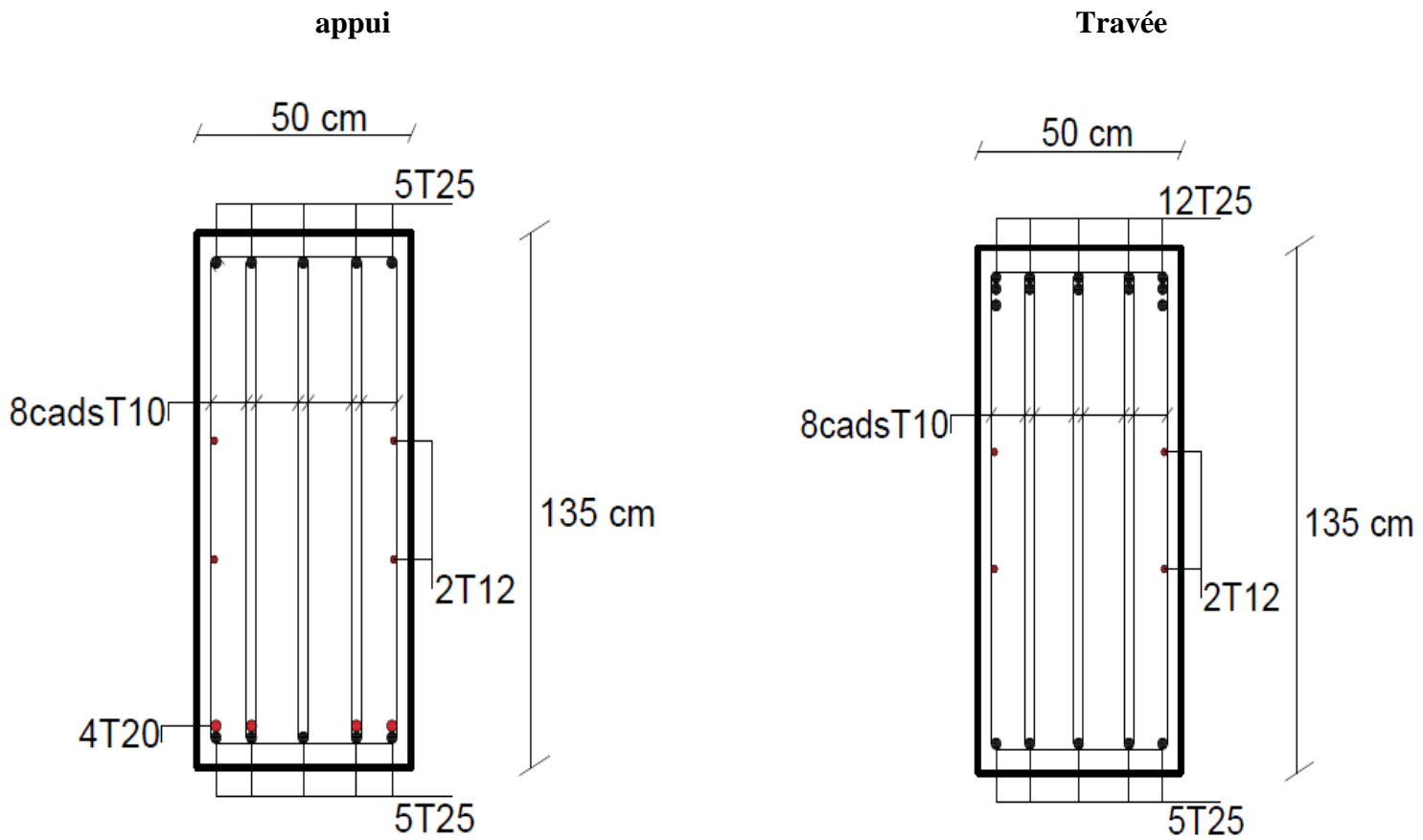


**Figure VI.4** : schéma de ferrailage nervure (110x50).

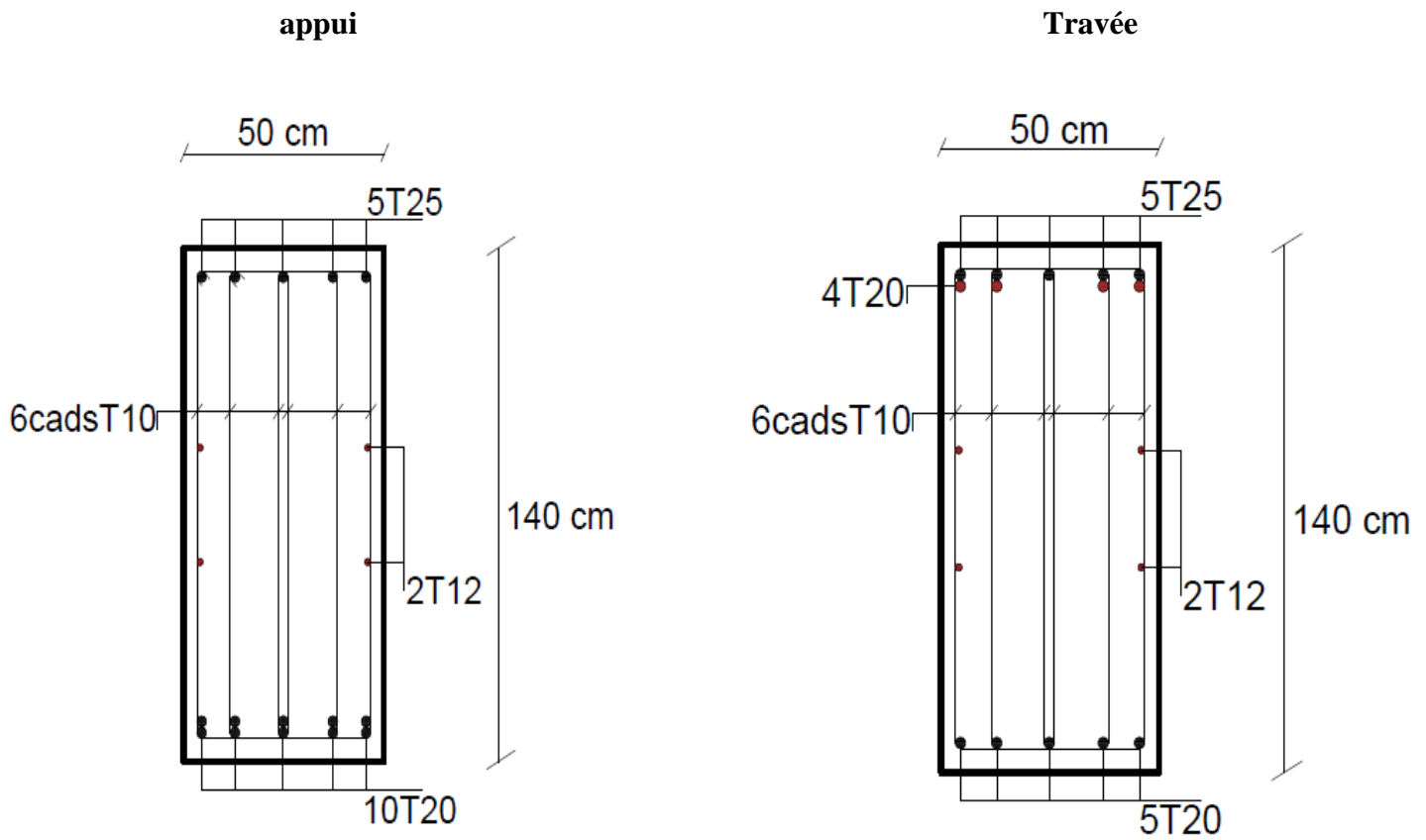


**Figure VI.5 :** schéma de ferrailage nervure (125x50).

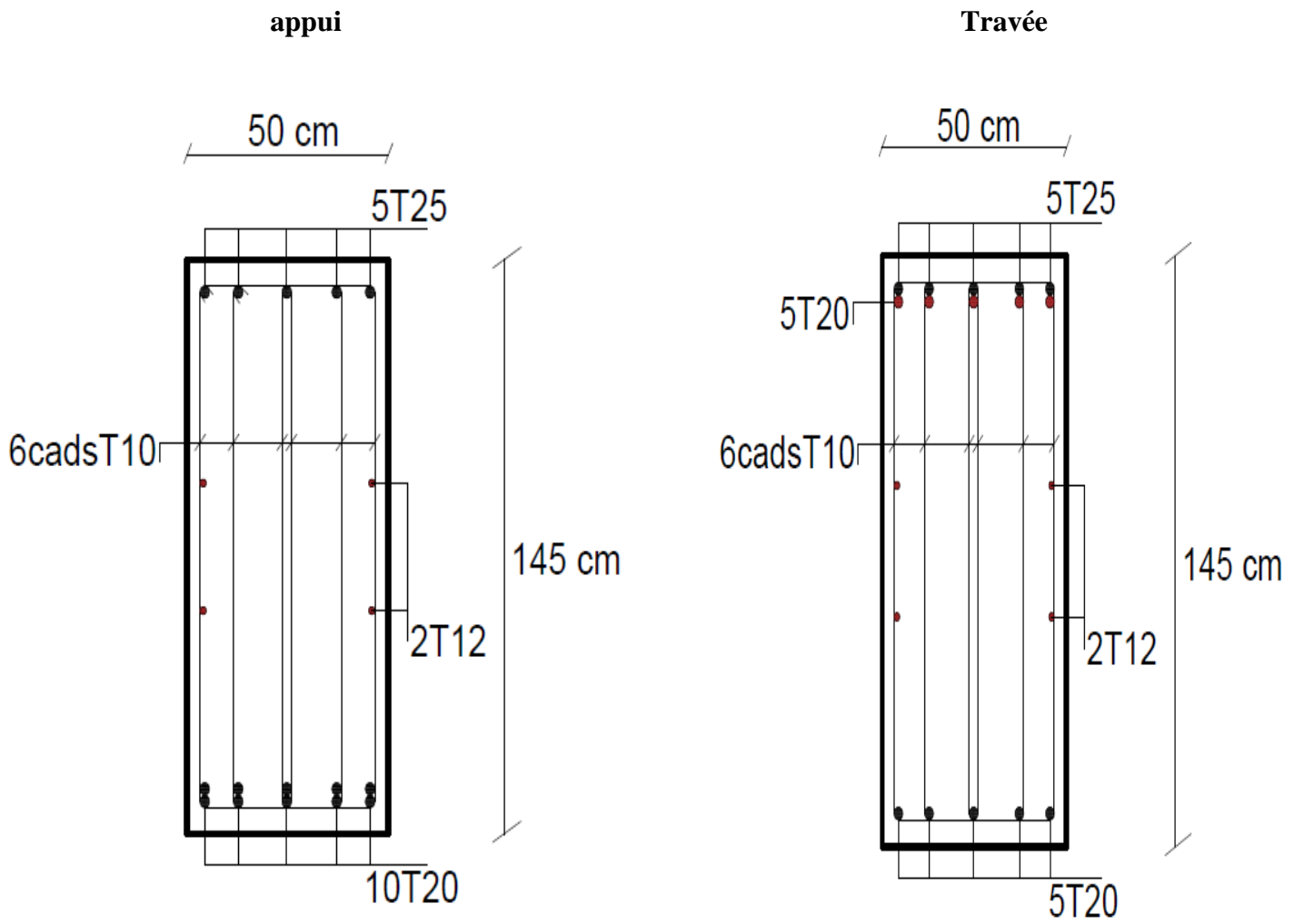




**Figure VI.6 :** schéma de ferrailage nervure (135x50).



**Figure VI.7 :** schéma de ferrailage nervure (140x50).



**Figure VI.8 :** schéma de ferrailage nervure (145x50).

**VI.6. Etude du voile périphérique :****VI.6.1. Introduction**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

**VI.6.2. Pré dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B=15\text{ cm}$  (Section du voile).

**VI.6.3. Évaluation des Charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,74 - 0,45 = 3,29\text{m} ; L_y = 6,3 - 0,5 = 5,8\text{ m} ; e = 15\text{cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base

Du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est données par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot L_x^2 / 2$$

**Avec :**

$P_i$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$k_0$  = Coefficient de poussée =  $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\varphi}{2})]$ .

$\gamma_h$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h=19\text{kN/m}^3$ ).

H = Hauteur du voile (H=3,29m).

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $25^\circ$ .

$K_0 = 0.405$

Donc :  $P_i = 41.65 \text{ Kn/ml} \Rightarrow P_u = 56.22 \text{ Kn/ml}$

#### VI.6.4. Effort dans la Dalle :

$\frac{L_x}{L_y} = 0.56 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x=0,088$  ;  $\mu_y=0,25$

$M_x = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 = 53.55 \text{ Kn.m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 13.39 \text{ Kn.m}$

• Moment en travée :

$M_{tx} = 0,75 M_x = 40.16 \text{ kNm}$

$M_{ty} = 0,75 M_y = 10.04 \text{ kNm}$

• Moment sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 26.78 \text{ kNm}$

#### ➤ Calcul du Ferrailage :

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique**

	Sens	$M_u$ (kNm)	$u$	$A_s'$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	40.16	0,12	0	0,17	12,6	7,35	7T12	7,92	15
	y-y	10.04	0,03	0	0,04	17,39	1,73	6T10	4,71	15
<b>Appuis</b>	x-x y-y	26.78	0,086	0	0,11	12,8	4,77	5T12	5,65	15

**a. Condition de Non Fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23.b.d.(f_{tj}/f_c) = 1,5\text{cm}^2 < (7.92; 4.71; 5.65) \dots \text{Vérifier}$$

**b. condition exigées par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 < (7.92; 4.71; 5.65) \dots \text{Vérifier}$$

**c. Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u' = 0,05f_c = 1.5\text{MPa}$

$$T_x = \frac{pu \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 86.65\text{KN}$$

$$T_y = \frac{pu \cdot L_x}{3} = 61.65\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \max ( T_x ; T_y ) = 86.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.64 < 1.5 \Rightarrow \text{vérifier}$$

**d. Vérification à l'ELS :**➤ **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = 41.65 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0923$$

$$\mu_y = 0,4254$$

$$M_x = u_x \cdot Q_s \cdot L_x^2 = 41.61 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = u_y \cdot M_x = 17.7 \text{ Kn.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 31,21\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 13,27\text{kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 20,8\text{kN}$$

➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VI.13:** Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	31,21	7,92	10.1	18	350.5	250	Non
	y-y	13.27	4,71	5.4	18	229.1	250	Oui
<b>Appuis</b>	x-x	20.81	5,65	7.31	18	301.2	250	Non
	y-y							

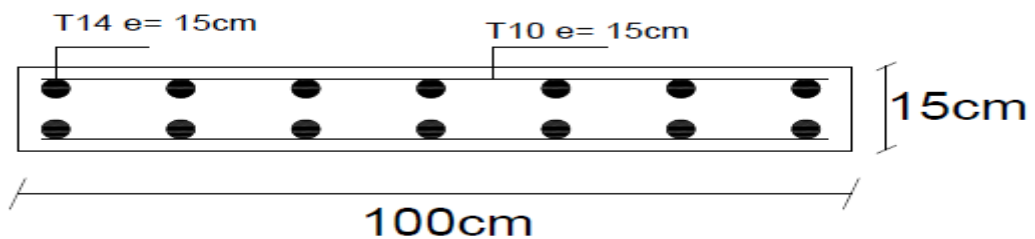
La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier :

**Tableau VI.14 :** Redimensionnement des armatures

	Sens	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
<b>Travée</b>	x-x	7T14	10.78	15
	y-y	6T10	4,71	15
<b>Appui</b>	x-x	7T12	7,92	15
	y-y			

**Tableau VI.15:** Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	31,21	10.78	8.83	18	242.7	250	Oui
	y-y	13.27	4,71	5.4	18	229.1	250	Oui
<b>Appuis</b>	x-x	20.81	7,92	6.53	18	217.5	250	Oui
	y-y							



**Figure VI.8 :** schéma de ferrailage voile périphérique sens x-x

## **Conclusion :**

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme est l'un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés (**ETABS V16**).
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Pour assurer une stabilité totale de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux, on vérifie l'effet su second ordre (Effet P-delta).
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charge prévenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.
- Dans la comparaison entre la méthode proposée par RPA et la méthode des contraintes selon PS92 montre que dans notre cas, , donc la méthode proposée RPA est plus économique et moins complexe.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.



## REFERENCE :

[1] : BAEL 91V99

[2] : RPA 99 V 2003

[3] : DTR.BC.2.2

[4] : Ing. TEBAAB Abdelaziz et Dr. DERBAL.I 'PMFC' (article en cour de publication).

[5] : cour master 2 génie civil a université de yahia fares a Médéa , (prof : boukandakdji othman )

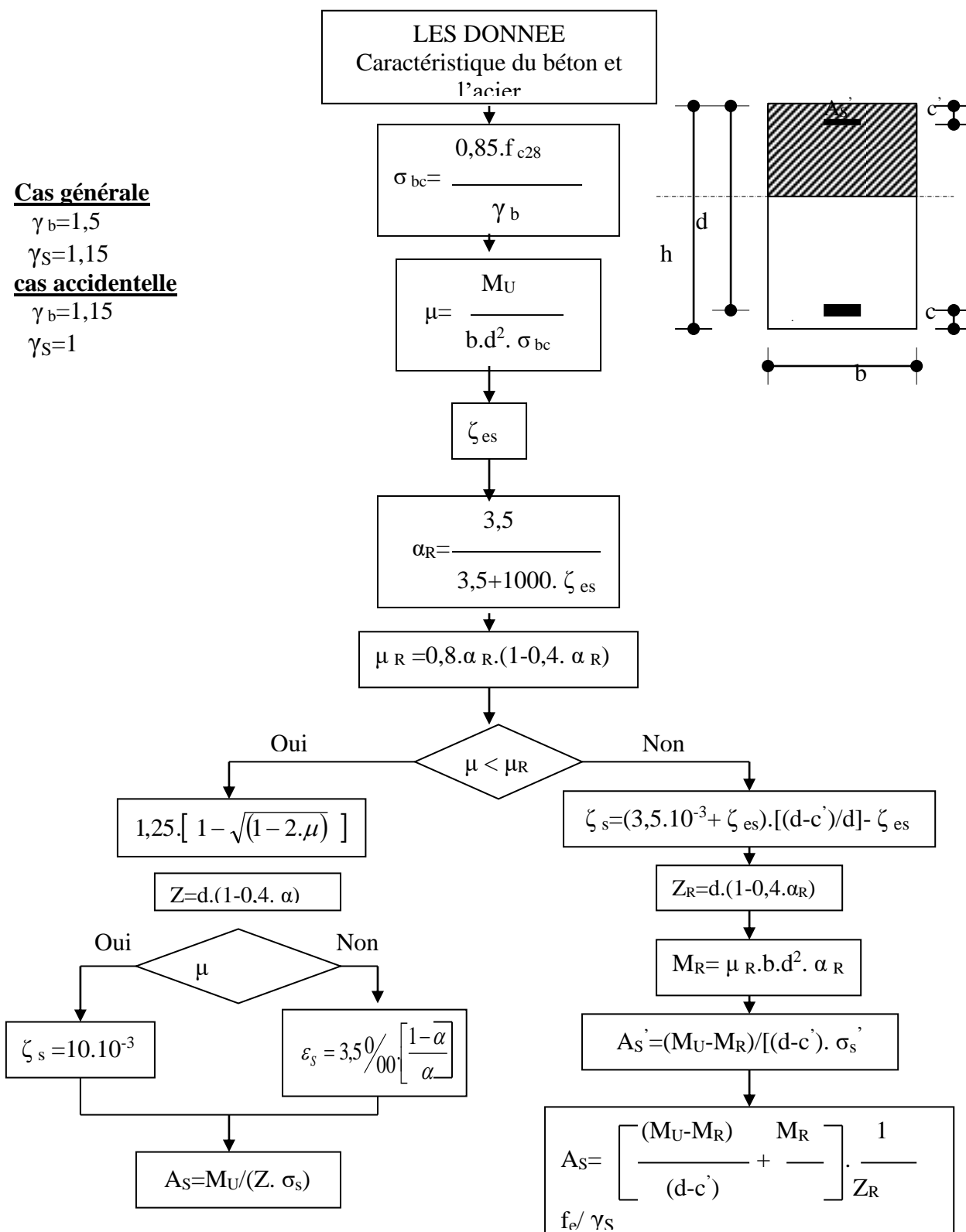
[6] : <http://fr.scribd.com>

[7] : DTU 23.1

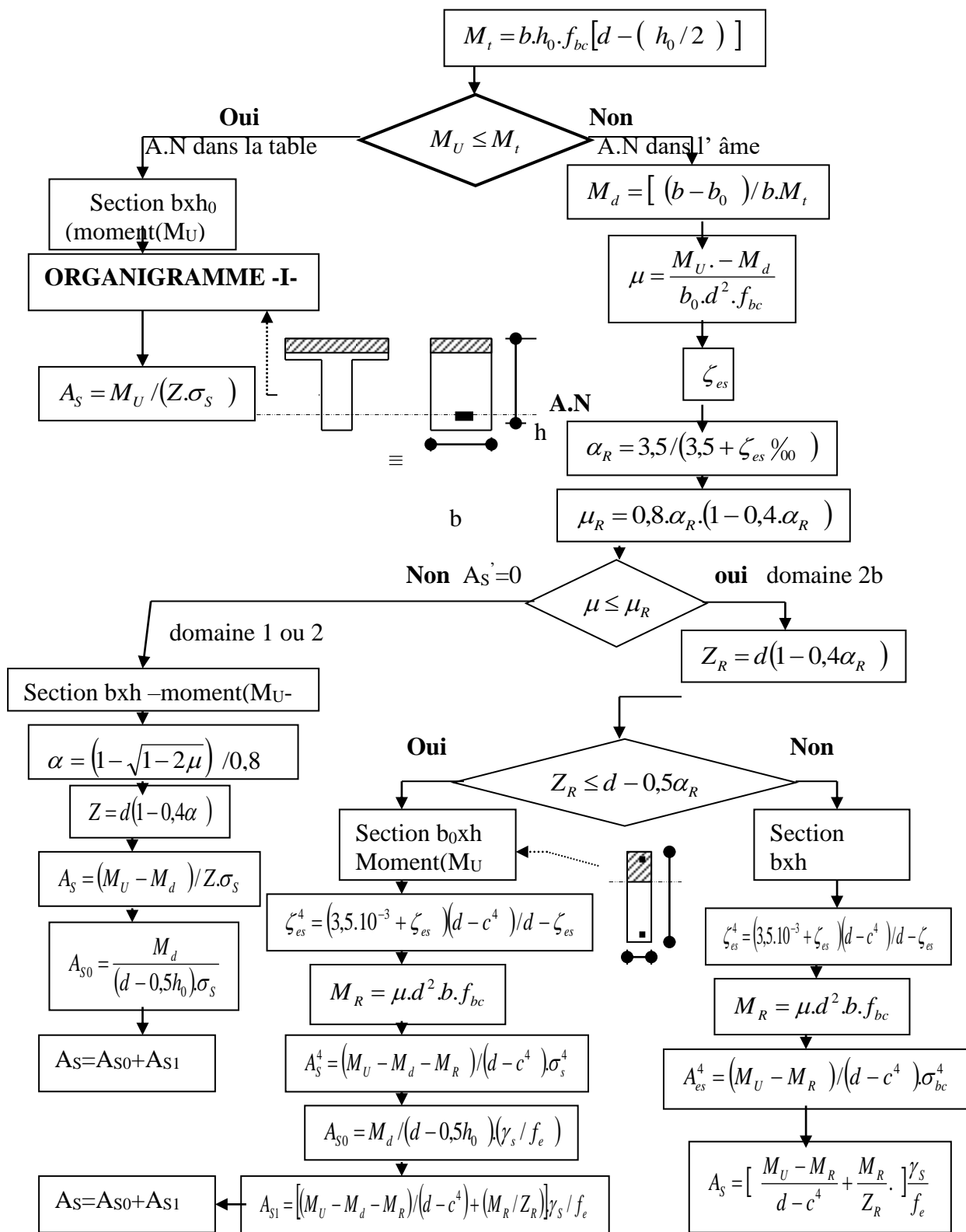
[8] : Document RPA proposé par Dr .Rafik Taleb

- Word 2007
- Excel 2007
- ETABS 16
- SOCOTEC
- PMFC
- AUTOCAD 2018

**ORGANIGRAMME -I-**  
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

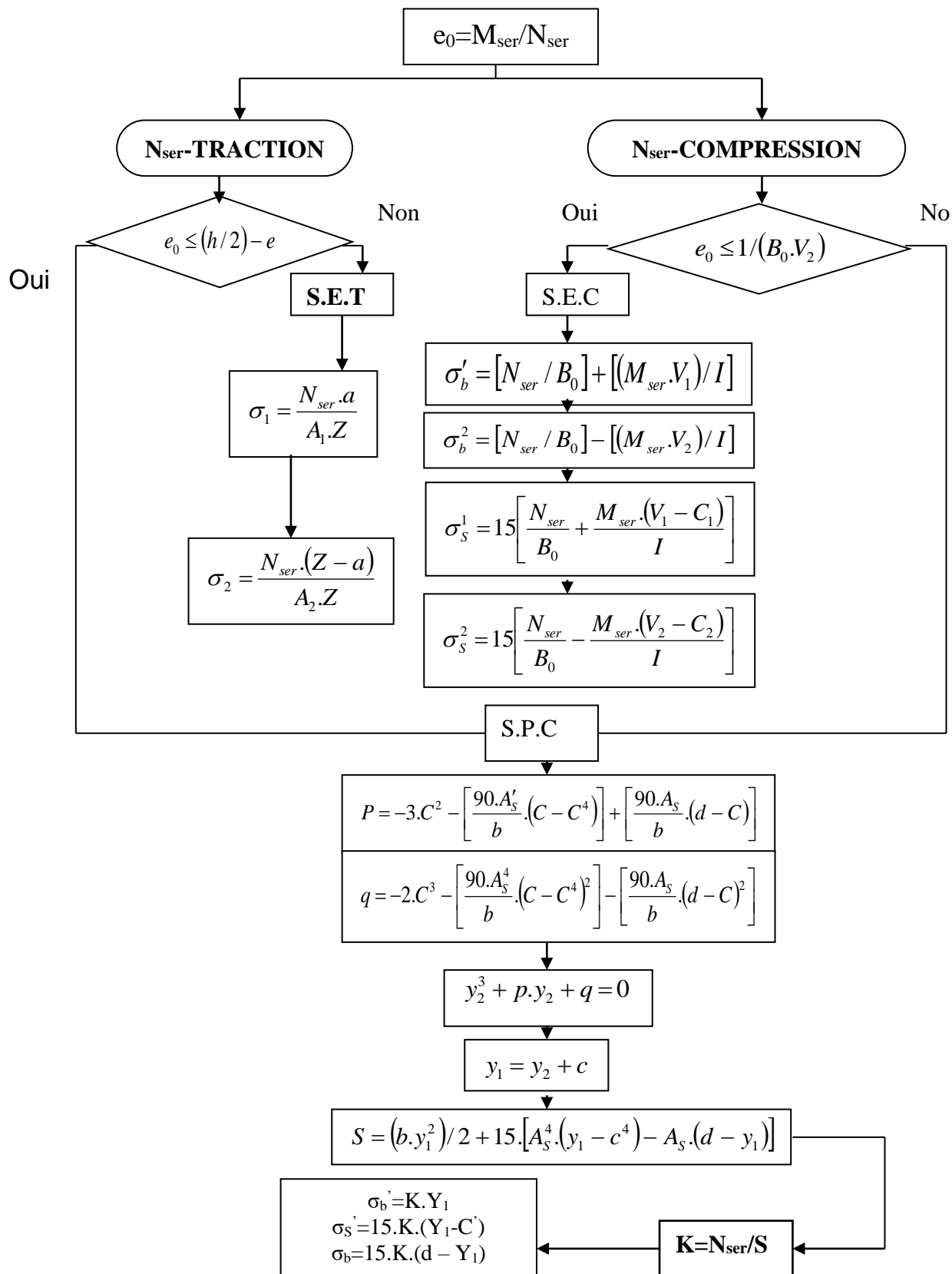


**ORGANIGRAMME -II-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

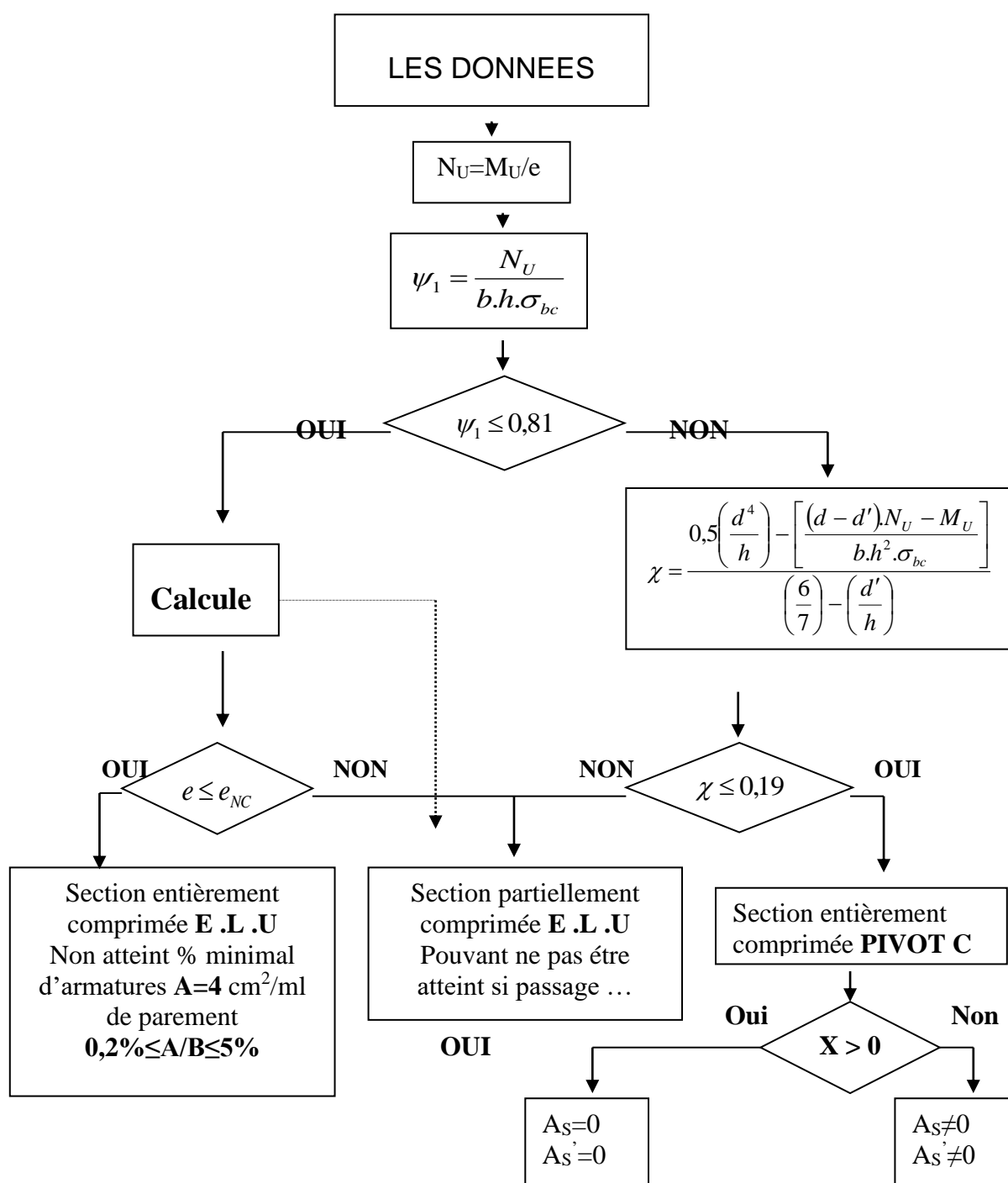
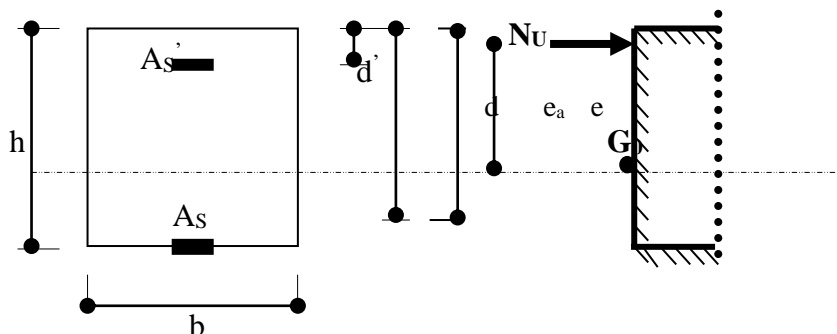




**ORGANIGRAMME-VI-  
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -V-**  
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE**  
**A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**





**ORGANIGRAMME -VII-  
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE  
A L'EFFORT TRANCHANT**

