

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب – البلدة 1 -

Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

---

CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN IMMEUBLE DE  
BUREAU + COMMERCES + HABITATION EN (RDC+10+SOUS-SOL)

---

Etudié et réaliser par :

**Nemroud Mehdi**

**Benamghar Mohamed Mounir**

Encadré par :

**Pr. Abed Mohamed**

**Mr. Aichi Abdelwaheb**

Blida. Juin 2024

## **Remerciements :**

*Au premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH qui nous a donné la santé, la force, la patience, le courage et la volonté pour entamer et finir ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier nos promoteurs : Pr. Abed Mohamed et Mr. Aichi Abdelwaheb pour ses efforts tous les deux et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi à monsieur le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.*

*Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation universitaire, sans omettre bien sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation du présent travail.*

*Et enfin, que nos chers parents et familles, et bien avant tout, trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de nous assurer cette formation dans les meilleures conditions.*

## **Dédicace :**

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes **chers parents** qui ont été toujours à mes côtés pour m'encourager, me motiver et me pousser d'aller de l'avant et être au sommet.*

*À mon binôme **Benamghar Mohamed Mounir** pour sa complétude sa patience, sa compréhension, son honnêteté et son sérieux travail. À l'occasion j'adresse mes sincères salutations à toute sa famille.*

*Je tiens à remercier profondément nos promoteurs **Professeur Abed Mohamed et Monsieur Aichi Abdelwaheb** pour ses efforts tous les deux et pour ses expériences qu'elles sont partagées avec nous.*

*À tous mes amis et toute la promo génie civil 2023/2024.*

*Mes remerciements s'adressent également à tous les formateurs et encadreurs à leur guide tout au long de ce projet.*

**Nemroud Mehdi**

## *Dédicace :*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime :*

*À la lumière de ma vie : PAPA et MAMA,*

*Qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,*

*À Mon adorable mère Djamilia qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père Tayeb qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents je vous aime.*

*À ma charmante sœur Hanane, ma meilleure amie, tu veux dire le monde pour moi. Je vous adore. Le plus beau cadeau que mes parents m'ont offert, c'est toi, ma très chère sœur.*

*À mon chers frère redouane, Tu es mon précieux frère et je t'aime autant que je m'aime. Je ne cesserai jamais d'être là pour toi, mon frère.*

*À ma belle-sœur, je remercie beaucoup pour son soutien à mon égard.*

*À mes tantes, je les aime tellement.*

*À mon binôme Nemroud Mehdi, pour sa complétude sa patience, sa compréhension.*

*À tous mes amies et les gens du quartier, qui nous sont comme mes frères, étaient à mes côtés et je les remercie beaucoup.*

*Sans oublier de remercie les membres de bureau d'études Ingenium Consultancy surtout younes, zaid, fateh, Sidali.*

*À tous ceux qui me sont chères sans exception.*

*À toute la promo de Génie Civil 2023/2024 et tous les enseignants de GC Blida.*

*Benamghar Mohamed Mounir*

## ملخص :

البناء المضاد للزلازل إلزامي في المنطقة الزلزالية، لأن غالبية الخسائر البشرية والمادية تحدث تقريبا بسبب انهيار المنشآت. على مدى عدة عقود، تم إحراز الكثير من التقدم للتعامل مع هذه الظواهر المدمرة التي لا يمكن التنبؤ بها، حيث تم اقتراح العديد من القواعد والتقنيات الفنية لتكون قادرة على بناء المزيد من المباني أكثر ليونة، في هذا السياق، تقدم هذه الأطروحة دراسة هيكلية مقاومة للزلازل لبرج خرساني مسلح، يتكون من طابق تحت أرضي و10 طوابق مع سطح مستعمل. يقع المبنى بولاية البليدة، المصنفة حسب قواعد البناء المضادة للزلازل الجزائرية (RPA99V2003) في منطقة عالية الزلازل المنطقة الثالثة. يتم ضمان دعامة الهيكل من خلال نظام مركب مع التفاعل بين (الاعمدة - الروافد). تم تطوير عمليات المحاكاة الرقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج :

**ETAPS 2020** من أجل الحصول على تصميم يفي بكل من معايير الاستقرار العام للهيكل ومقاومة العناصر الهيكلية، مع الحفاظ على الهندسة المعمارية للمشروع. تم تحديد أقسام التعزيز وفقا للقواعد المعمول بها في الجزائر (CBA93/BAEL91) باستخدام القوى المسجلة في النماذج الرقمية.

**كلمات مفتاحية :** تصميم زلزالي، برج خرساني مسلح، نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد، قواعد البناء المضادة للزلازل الجزائرية (RPA99version 2003, CBA93,BAEL91)

## RESUME:

Construire parasismique est obligatoire dans une zone séismique, car les pertes humaines et matérielles sont provoquées dans la quasi-majorité des cas par l'effondrement des constructions. Depuis plusieurs décennies beaucoup de progrès ont été réalisés pour faire face à ces phénomènes dévastateurs imprédictibles, où plusieurs codes et guides techniques ont été proposés pour pouvoir construire des immeubles plus ductiles. Dans ce contexte, le présent mémoire expose une étude structurale parasismique d'une tour en béton armé, composée d'un sous-sol, un Rez-de-chaussée et 10 étages avec une terrasse accessible. L'immeuble est implanté à la wilaya de Blida, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) en zone de forte séismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte avec interaction (Portiques - Voiles). Des simulations numériques 3D ont été élaborées à l'aide du logiciel **ETABS2020** afin d'avoir une conception qui satisfait à la fois les critères de stabilité globale de la structure et la résistance des éléments structuraux, tout en conservant l'architecture du projet. La détermination des sections d'armatures a été faite conformément aux règles en vigueur en Algérie **CBA93**, en utilisant les efforts enregistrés dans les modèles numériques.

**Mots clés :** Conception parasismique, Tour en Béton armé, Modélisation numérique 3D, Règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003, CBA93/BAEL91 modifié 99).

## **ABSTRACT:**

Seismic construction is mandatory in an earthquake zone, because human and material losses are caused in almost all cases by the collapse of constructions. For several decades a lot of progress has been made to deal with these unpredictable devastating phenomena, where several codes and technical guides have been proposed to be able to build more ductile buildings. In this context, this thesis presents an earthquake-resistant structural study of a reinforced concrete tower, composed of a basement, a ground floor and 10 floors with an accessible terrace. The building is located in the wilaya of **Blida**, classified by the Algerian seismic regulation (**RPA 99 version 2003**) in a zone of high seismicity (**zone III**).

The bracing of the structure is ensured by a dual system with interaction (Frame Shear wall). 3D numerical simulations were developed using the **ETABS2020** software in order to have a design that satisfies both the criteria of overall stability of the structure and the resistance of the structural elements, while maintaining the architecture of the project. The determination of the reinforcement sections was made in accordance with the rules used in Algeria (**CBA93/BAEL91**), using the forces recorded in the numerical models.

### **Key words:**

Seismic design, reinforced concrete tower, 3D digital modeling, Algerian seismic regulations (**RPA99 modified 2003, CBA93/BAEL91 modified 99**).

# SOMMAIRE

**REMERCIEMENTS**

**DEDICACE**

**RESUME**

**LISTE DES FIGURES**

**LISTE DES TABLEAUX**

**LISTE DES SYMBOLES**

**PLANS D'ARCHITECTURES**

**INTRODUCTION GENERALE** 1

**CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX**

**I.1. Introduction** 3

**I.2. Présentation de l'ouvrage** 3

**I.2.1. Dimensions de l'ouvrage en élévation** 4

**I.2.2. Dimensions de l'ouvrage en plan** 4

**I.3. Conception de la structure** 5

**I.3.1. Ossature de l'ouvrage** 5

**I.3.2. Planchers** 5

**I.3.3. Poteaux** 6

**I.3.4. Poutre** 6

**I.3.5. Terrasse** 6

**I.3.6. Classification du bâtiment** 6

**I.3.7. Maçonnerie** 6

**I.3.8. Revêtement** 7

**I.3.9. Acrotère** 7

**I.3.10. Escaliers et Ascenseurs** 7

**I.3.11. Caractéristique du sol** 8

**I.4. Caractéristiques des matériaux** 8

**I.4.1. Le béton** 8

**I.4.2. Acier** 11

**I.5. Conclusion** 13

## **CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS**

<b>II.1.</b> Introduction	15
<b>II.2.</b> Pré dimensionnement des planchers	15
<b>II.2.1.</b> Plancher à corps creux	16
<b>II.2.2.</b> Plancher à dalle pleine	17
<b>II.3.</b> Pré dimensionnement des poutres	18
<b>II.4.</b> Evaluation des charges et surcharges	20
<b>II.4.1.</b> Charges permanentes	20
<b>II.4.2.</b> Charges d'exploitations	23
<b>II.5.</b> Pré dimensionnement des poteaux	24
<b>II.6.</b> Pré dimensionnement des voiles	34

## **CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

<b>III.1</b> Introduction	37
<b>III.2.</b> Acrotère	37
<b>III.2.1.</b> Introduction	37
<b>III.2.2.</b> Evaluation des charges	38
<b>III.2.3.</b> Calcul des efforts	39
<b>III.2.4.</b> Ferrailage de la section de l'acrotère	39
<b>III.2.5.</b> Vérification de la section d'acier	41
<b>III.2.6.</b> Vérification à l'état limite service l'ELS	41
<b>III.2.7.</b> Vérification des contraintes	43
<b>III.2.8.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base	43
<b>III.2.9.</b> Vérification des espacements des barres	43
<b>III.2.10.</b> Schéma de ferrailage d'acrotère	44
<b>III.3.</b> Balcons	44
<b>III.3.1.</b> Introduction	44
<b>III.3.2.</b> Evaluation des charges	45
<b>III.3.3.</b> Calcul des ferrailages	46
<b>III.3.4.</b> Vérification vis-à-vis de l'ELS	47
<b>III 3.5.</b> Schéma de ferrailage de balcon	48
<b>III.3.6.</b> Conclusion	49

<b>III.4. Etude des planchers</b>	49
<b>III.4.1. Introduction</b>	49
<b>III.4.2. Plancher en dalle pleine</b>	49
<b>III.4.2.1. Évaluation des charges</b>	49
<b>III.4.2.2. Calculs des moments</b>	50
<b>III.4.2.3. Ferrailage de la dalle</b>	50
<b>III.4.2.4. Calculs les armatures transversales</b>	51
<b>III.4.2.5. Vérification à l'ELS</b>	51
<b>III.4.2.6. Schéma de Ferrailage de dalle Pleine</b>	52
<b>III.4.3. Plancher en dalle corps creux</b>	53
<b>III.4.3.1. Pré dimensionnement des poutrelles</b>	53
<b>III.4.3.2. Etude des poutrelles</b>	53
<b>III.4.3.3. Calculs des poutrelles</b>	54
<b>III.4.3.4. Calcul des moments</b>	57
<b>III.4.3.5. Calcul du ferrailage</b>	62
<b>III.4.3.6. Vérifications</b>	63
<b>III.4.3.7. Schéma de ferrailage des poutrelles</b>	67
<b>III.5. Les escaliers</b>	68
<b>III.5.1. Introduction</b>	68
<b>III.5.2. Définition des éléments d'un escalier</b>	68
<b>III.5.3. Dimensionnements</b>	68
<b>III.5.4. Évaluation des charges</b>	68
<b>III.5.5. Combinaison des charges</b>	71
<b>III.5.6. Ferrailage d'escalier</b>	71
<b>III.5.7. Les vérifications</b>	73
<b>III.5.8. Schéma de Ferrailage d'escalier</b>	76
<b>CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE</b>	
<b>IV.1. Introduction</b>	78
<b>IV.2. Etude sismique</b>	78
<b>IV.3. Modélisation de rigidité</b>	78

IV.4. Modélisation de masse	79
IV.5. Choix de la méthode de calcul	79
IV.6. Résultats de l'analyse dynamique	83
IV.7. Vérification de l'effort normal réduit	86
IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base	88
IV.9. Justification de $R = 5$	91
IV.10. Déplacement inter-étage	95
IV.11. Vérification de l'effet p-delta	97
IV.12. Récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- $\Delta$ )	98
IV.13. Conclusion	98
<b>CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS</b>	
V.1. Introduction	100
V.2. Ferrailage des poteaux	100
V.2.2. Combinaison d'action	100
V.2.2.1. Combinaisons Situation durable	100
V.2.2.2. Combinaisons situation accidentelle	100
V.2.2.3. Recommandations	101
V.2.3. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux	101
V.2.3.1. Situation durable	102
V.2.3.2. Situation accidentelle	103
V.2.4. Choix des armatures	105
V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service	105
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	107
V.2.7. Ferrailage transversale des poteaux	108
V.2.8. Schéma de ferrailage des Poteaux	111
V.3. Ferrailage des poutres	113
V.3.1. Introduction	113
V.3.2. Calcul du ferrailage	113
V.3.2.1. Poutre Principale 30×50	114
V.3.2.2. Poutre Secondaire 30×45	115
V.3.3. Choix des armatures	116

<b>V.3.3.1. Poutre Principale 30×50</b>	116
<b>V.2.3.2. Poutre Secondaire 30×45</b>	116
<b>V.3.4. Condition de non fragilité</b>	117
<b>V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS</b>	117
<b>V.3.5.1. Poutre Principale 30×50</b>	117
<b>V.3.5.2. Poutre Secondaire 30×45</b>	118
<b>V.3.6. Vérification</b>	118
<b>V.3.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement</b>	119
<b>V.3.6.2. Poutre Principale 30×50</b>	119
<b>V.3.6.3. Poutre Secondaire 30×50</b>	119
<b>V.3.7. Calcul des armatures transversales</b>	119
<b>V.3.8. Armature de peau</b>	120
<b>V.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales</b>	120
<b>V.3.10. Les arrêts des barres</b>	121
<b>V.3.11. Vérification de la flèche</b>	121
<b>V.3.11.1. Poutre Principale 30×50</b>	122
<b>V.3.11.2. Poutre Secondaire 30×45</b>	123
<b>V.3.12. Schéma de ferrailage des poutres</b>	124
<b>V.3.12.1. Poutre Principale 30×50</b>	124
<b>V.3.12.2. Poutre Secondaire 30×45</b>	126
<b>V.4. Ferrailage des voiles</b>	128
<b>V.4.1. Introduction</b>	128
<b>V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales</b>	128
<b>V.4.3. Rôle de contreventement</b>	128
<b>V.4.4. Ferrailages des voiles</b>	128
<b>V.4.5. Combinaison</b>	129
<b>V.4.6. Prescriptions imposées par RPA 99/2003</b>	129
<b>V.4.7. Règles générales</b>	129
<b>V.4.8. Vérifications à L'ELS</b>	130
<b>V.4.9. Vérifications de la contrainte de cisaillement</b>	130

<b>V.4.10.</b> Ferrailage vertical	131
<b>V.4.11.</b> Exemple de calcul	132
<b>V.4.12.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement	133
<b>V.4.13.</b> Schéma de Ferrailage des voiles	140
<b>CHAPITRE VI : Etude des fondations</b>	
<b>VI .1.</b> Introduction	144
<b>VI.2.</b> Fonctions assurées par les fondations	144
<b>VI.2.</b> Choix de type de fondations	144
<b>VI.4.</b> Calcul des fondations	145
<b>VI.5.</b> Radier Général	147
<b>VI.5.1.</b> Pré dimensionnement du radier	147
<b>VI.5.2.</b> Surface nécessaire	147
<b>VI.5.3.</b> Epaisseur de la dalle	148
<b>VI.5.4.</b> Dimensionnement des nervures	148
<b>VI.5.5.</b> Caractéristiques géométriques du radier	150
<b>VI.5.6.</b> Vérifications Nécessaires	150
<b>VI.5.7.</b> Ferrailage de la dalle du radier	153
<b>VI.5.8.</b> Calcul du ferrailage	155
<b>VI.5.9.</b> Schéma de Ferrailage de Radier	158
<b>VI.5.10.</b> Schéma de Ferrailage des Nervures	162
<b>VI.6.</b> Etude du voile périphérique	163
<b>VI.6.1.</b> Introduction	163
<b>VI.6.2.</b> Pré dimensionnement du voile périphérique	163
<b>VI.6.3.</b> Evaluation des charges	163
<b>VI.6.4.</b> Effort dans la Dalle	164
<b>VI.6.5.</b> Calcul du Ferrailage	164
<b>VI.6.6.</b> Vérification de l'effort tranchant	165
<b>VI.6.7.</b> Vérification à l'ELS	165
<b>VI.6.8.</b> Vérification des contraintes	165
<b>VI.6.9.</b> Schéma Ferrailage du Voile Périphérique	166
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>Annexes</b>

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b> : Localisation de l'ouvrage	4
<b>Figure I.2</b> : Schéma Plancher à corps creux	5
<b>Figure I.3</b> : Brique creuse	6
<b>Figure I.4</b> : Représentation d'un escalier	7
<b>Figure I.5</b> : Diagramme Contraintes -Déformations du béton	10
<b>Figure I.6</b> : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	11
<b>Figure I.7</b> : Diagramme contrainte déformation d'acier	12
<b>Figure II.1</b> : Schéma Plancher à corps creux	16
<b>Figure II.2</b> : Schéma de la dalle corps-creux	16
<b>Figure II.3</b> : Coupe verticale de plancher terrasse à corps creux	20
<b>Figure II.4</b> : Coupe verticale de plancher courant à corps creux	21
<b>Figure II.5</b> : Coupe verticale de dalle pleine	21
<b>Figure II.6</b> : Coupe vertical du mur double cloison	23
<b>Figure II.7</b> : Le poteau central le plus sollicité	28
<b>Figure II.8</b> : Coupes de voiles en élévation (RPA 99 v 2003)	34
<b>Figure II.9</b> : Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003)	34
<b>Figure III.1</b> : Schéma de l'acrotère	37
<b>Figure III.2</b> : Diagrammes des efforts à L'ELU	39
<b>Figure III.3</b> : Coupe acrotère.	39
<b>Figure III.4</b> : Coupe transversale d'une section de poutre partiellement comprimé	42
<b>Figure III.5</b> : ferrailage de l'acrotère	44
<b>Figure III.6</b> : Balcon	44
<b>Figure III.7</b> : Dimensions du balcon	45
<b>Figure III.8</b> : Ferrailage du Balcon	48
<b>Figure III.9</b> : Ferrailage de la dalle pleine	52
<b>Figure III.10</b> : Coupe du plancher en corps creux	53
<b>Figure III.11</b> : Schéma d'une poutrelle	53

<b>Figure III.12 :</b> Position e l'axe neutre	66
<b>Figure III.13 :</b> Ferrailage des poutrelles	67
<b>Figure III.14 :</b> Schéma statique de 3 <sup>ème</sup> volée	69
<b>Figure III.15 :</b> Ferrailage d'escalier	76
<b>Figure III.16 :</b> Coffrage d'escalier	76
<b>Figure IV.1 :</b> Diagramme de spectre de réponse	82
<b>Figure IV.2 :</b> Vue 3D model 1 sans voiles	83
<b>Figure IV.3 :</b> Vue 3D model 2 avec voiles	84
<b>Figure IV.4 :</b> Vue sur disposition des voiles	85
<b>Figure IV.5 :</b> Vue 3D modèle 3 avec voiles (modèle finale)	87
<b>Figure V.1 :</b> Ferrailage de poteau 70 × 70	111
<b>Figure V.2 :</b> Ferrailage de poteau 65 × 65	111
<b>Figure V.3 :</b> Ferrailage de poteau 60 × 60	111
<b>Figure V.4 :</b> Ferrailage de poteau 55 × 55	111
<b>Figure V.5 :</b> Ferrailage de poteau 50 × 50	112
<b>Figure V.6 :</b> Longueur de recouvrement	120
<b>Figure V.7 :</b> Arrêt des barres	121
<b>Figure V.8 :</b> Exemple de calcul Poutre Principal	122
<b>Figure V.9 :</b> Exemple de calcul Poutre Secondaire	123
<b>Figure V.10 :</b> Poutre principale étage commerce	124
<b>Figure V.11 :</b> Poutre principale étage courant	125
<b>Figure V.12 :</b> Poutre principale terrasse	125
<b>Figure V.13 :</b> Poutre secondaire étage commerce	126
<b>Figure V.14 :</b> Poutre secondaire étage courant	126
<b>Figure V.15 :</b> Poutre secondaire terrasse	127
<b>Figure V.16 :</b> Plan de repérage des voiles	132
<b>Figure V.17 :</b> Les contraintes sur le voile	133
<b>Figure V.18 :</b> Ferrailage de voile 1	140
<b>Figure V.19 :</b> Ferrailage de voile 2	140

<b>Figure V.20</b> : Ferrailage de voile 3	140
<b>Figure V.21</b> : Ferrailage de voile 4	141
<b>Figure V.22</b> : Ferrailage de voile 5	141
<b>Figure V.23</b> : Ferrailage de voile 6	141
<b>Figure V.24</b> : Ferrailage de voile 7	142
<b>Figures VI.1</b> : Radier général nervuré	147
<b>Figures VI.2</b> : Contraintes sous le radier	152
<b>Figures VI.3</b> : Le panneau le plus sollicité	154
<b>Figures VI.4</b> : Schéma du radier	156
<b>Figures VI.5</b> : Ferrailage de la dalle du radier sur travée	158
<b>Figures VI.6</b> : Ferrailage de la dalle du radier sur appuis	158
<b>Figures VI.7</b> : Ferrailage des nervures sens Porteur	162
<b>Figures VI.8</b> : Ferrailage des nervures sens non Porteur	162
<b>Figure V1.9</b> : Voiles périphérique	163
<b>Figure V1.10</b> : Ferrailage de voiles périphérique <b>sens x.x</b>	166
<b>Figure V1.11</b> : Ferrailage de voiles périphérique <b>sens y.y</b>	166

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau II.1</b> : Vérification selon le RPA	19
<b>Tableau II.2</b> : Charges permanentes et surcharge d'exploitation du plancher terrasse à corps creux	20
<b>Tableau II.3</b> : Charges permanentes et surcharge d'exploitation du plancher étage courant corps creux	21
<b>Tableau II.4</b> : Charges permanentes et surcharge d'exploitation du plancher locale machine en dalle pleine	22
<b>Tableau II.5</b> : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de la dalle pleine	22
<b>Tableau II.6</b> : Charges permanentes des murs en extérieur	23
<b>Tableau II.7</b> : Dégression des surcharges	27
<b>Tableau II.8</b> : Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)	31
<b>Tableau II.9</b> : Choix des sections des poteaux centraux (carrés)	33
<b>Tableau II.10</b> : Dimensions des éléments porteurs	35
<b>Tableau III.1</b> : Ferrailage de balcon	46
<b>Tableau III.2</b> : Vérification des contraintes	48
<b>Tableau III.3</b> : Ferrailage de la dalle pleine	50
<b>Tableau III.4</b> : Vérification des contraintes	52
<b>Tableau III.5</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée	62
<b>Tableau III.6</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	63
<b>Tableau III.7</b> : Vérification de la contrainte de béton	64
<b>Tableau III.8</b> : calcul de la flèche	66
<b>Tableau III.9</b> : Palier	71
<b>Tableau III.10</b> : Paillasse	71
<b>Tableau III.11</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis et travée	73
<b>Tableau III.12</b> : Vérification des contraintes	74

<b>Tableau IV.1</b> : Pénalité $P_q$ en fonction de critère de qualité	81
<b>Tableau IV.2</b> : résultats de l'analyse du modèle 1	83
<b>Tableau IV.3</b> : résultats de l'analyse du modèle 2	84
<b>Tableau IV.4</b> : vérification de l'effort normale réduit model 2	86
<b>Tableau IV.5</b> : augmentation la section des poteaux	87
<b>Tableau IV.6</b> : résultats de l'analyse du modèle 3 (modèle finale)	88
<b>Tableau IV.7</b> : Récapitulatif des coefficients des résultantes sismiques	90
<b>Tableau IV.8</b> : Les efforts tranchants à la base fournis par l'ordinateur (ETABS)	90
<b>Tableau IV.9</b> : vérification de l'effort normale réduit model 3 (modèle finale)	95
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification de déplacement inter étage	96
<b>Tableau IV.11</b> : Vérification de l'effet p-Delta	98
<b>Tableau V.1</b> : Caractéristiques du béton et de l'acier	100
<b>Tableau V.2</b> : Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}; M^{\text{corr}}$ )	102
<b>Tableau V.3</b> : Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}; N^{\text{corr}}$ )	102
<b>Tableau V.4</b> : Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ )	102
<b>Tableau V.5</b> : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}; M^{\text{corr}}$ )	103
<b>Tableau V.6</b> : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}; N^{\text{corr}}$ )	103
<b>Tableau V.7</b> : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ )	103
<b>Tableau V.8</b> : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}; M^{\text{corr}}$ )	104
<b>Tableau V.9</b> : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}; N^{\text{corr}}$ )	104
<b>Tableau V.10</b> : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ )	104
<b>Tableau V.11</b> : Choix des armatures des poteaux	105
<b>Tableau V.12</b> : Vérification des contraintes des poteaux	106
<b>Tableau V.13</b> : Vérification des contraintes des poteaux	106
<b>Tableau V.14</b> : Vérification des contraintes des poteaux	106
<b>Tableau V.15</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux	108
<b>Tableau V.16</b> : Espacements maximums des poteaux	109
<b>Tableau V.17</b> : Choix des armatures transversales des poteaux	110

<b>Tableau V.18</b> : Ferrailage des poutres Principales (situation durable)	114
<b>Tableau V.19</b> : Ferrailage des poutres Principales (situation accidentelle)	114
<b>Tableau V.20</b> : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)	115
<b>Tableau V.21</b> : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	115
<b>Tableau V.22</b> : Choix des armatures pour les poutres principales	116
<b>Tableau V.23</b> : Choix des armatures pour les poutres secondaires	116
<b>Tableau V.24</b> : Vérification de la condition de non fragilité	117
<b>Tableau V.25</b> : Vérification des Poutres Principales à l'ELS	117
<b>Tableau V.26</b> : Vérification des poutres secondaires à l'ELS	118
<b>Tableau V.27</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale	119
<b>Tableau V.28</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire	119
<b>Tableau V.29</b> : Calcul des armatures transversales	120
<b>Tableau V.30</b> : Tableau récapitulatif du calcul des flèches	124
<b>Tableau V.31</b> : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 1	136
<b>Tableau V.32</b> : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 2	136
<b>Tableau V.33</b> : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 3	136
<b>Tableau V.34</b> : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 4	137
<b>Tableau V.35</b> : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 5	137
<b>Tableau V.36</b> : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 6	137
<b>Tableau V.37</b> : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 7	137
<b>Tableau V.38</b> : Tableaux des Armatures Transversales	139
<b>Tableau VI .1</b> : Contrainte sous le radier à l'ELU	152
<b>Tableau VI .2</b> : Contrainte sous le radier à l'ELS	153
<b>Tableau VI .3</b> : Calcul des moments à l'ELU	155
<b>Tableau VI .4</b> : Calcul des moments à l'ELS	155
<b>Tableau VI .5</b> : Ferrailage des panneaux du radier	156
<b>Tableau VI .6</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	157
<b>Tableau VI .7</b> : Redimensionnement des armatures	157
<b>Tableau VI .8</b> : Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier	157

<b>Tableau VI .9 :</b> Ferrailage des nervures sens Porteur	159
<b>Tableau VI .10 :</b> Ferrailage des nervures sens non Porteur	159
<b>Tableau VI .11 :</b> Vérification des contraintes	160
<b>Tableau VI .12 :</b> Ferrailage transversal et l'espacement	161
<b>Tableau VI .13 :</b> Ferrailage du voile périphérique	164
<b>Tableau VI .14 :</b> Vérification des Contraintes à l'ELS	166

## LISTE DES SYMBOLES

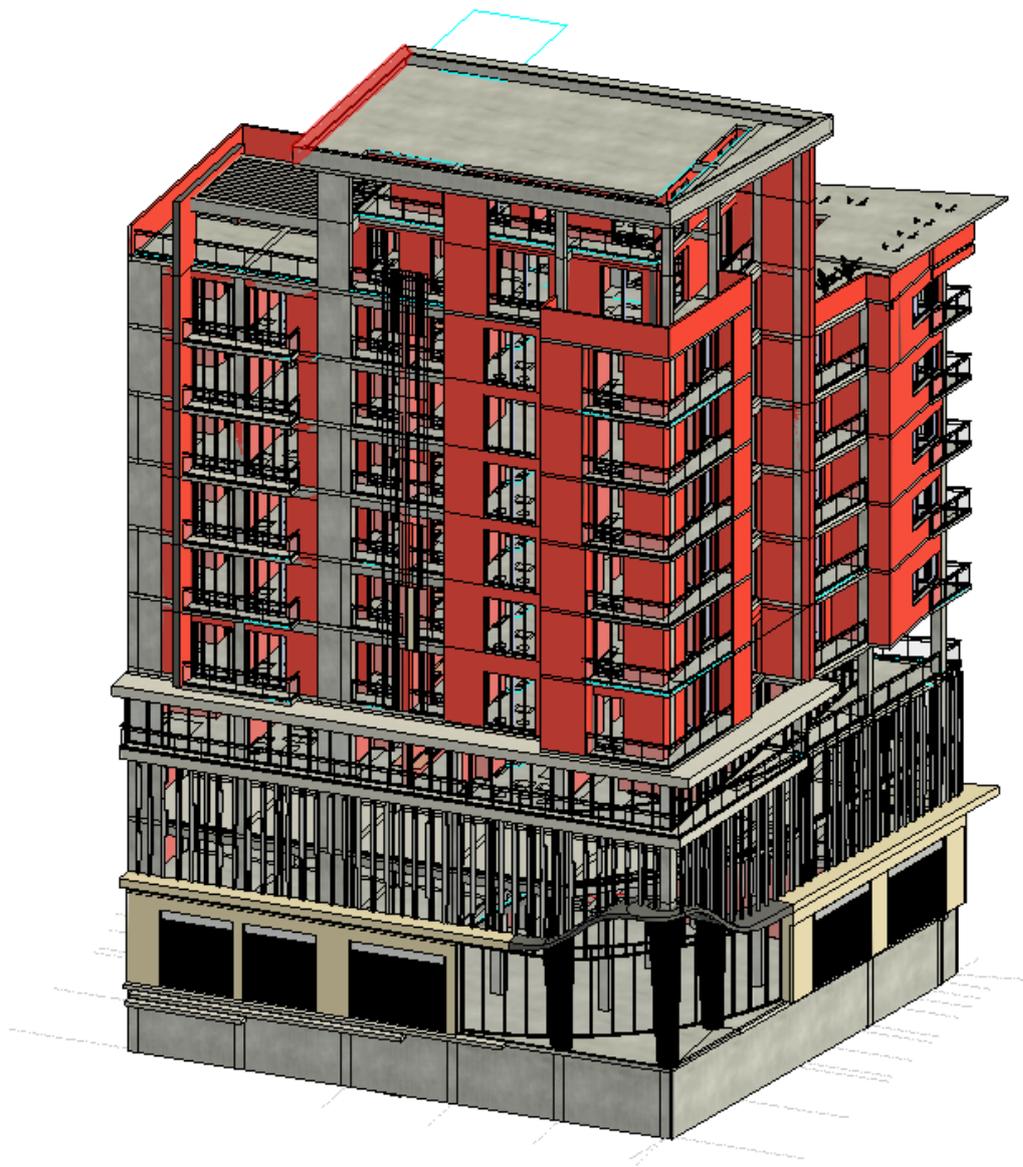
- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.
- **A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **∅** : Diamètre des armatures, mode propre.
- **φ** : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- **γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- **σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction de l'acier.
- **σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- **τ<sub>u</sub>** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.
- **β** : Coefficient de pondération.
- **σ<sub>sol</sub>** : Contrainte du sol.
- **σ<sub>m</sub>** : Contrainte moyenne.
- **G** : Charge permanente.
- **ξ** : Déformation relative.
- **V** : Effort tranchant à la base.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite service.
- **N<sub>ser</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **N<sub>u</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Période.

- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur de portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $M_g$  : le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.
- $M_j$  : le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.
- $d$  : 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 à la base.
- $M_r$  : Moment de renversement.
- $M_p$  : le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.
- $I$  : 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.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton 28 jours d'âge.

- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $A_g$  : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- $A_{cv}$  : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- $\Phi$  : Coefficient de sécurité.
- $\alpha_c$  : coefficient dépendant de l'élanement du mur.
- $\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- $\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- $\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

**Les plans**

**D'architectures**



**IMMEUBLE  
DE BUREAU + COMMERCE + HABITATION EN  
(RDC+10+SOUS-SOL)**

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le génie civil représente un ensemble des techniques de constructions civiles. Notre domaine d'application est très vaste et englobe différents domaines. L'ingénieur en génie civil est directement lié à la réalisation des édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir en compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver résistance et l'économie en tenant compte du coût de réalisation.

L'étude en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économiques.

À cet effet et dans le but de récapituler l'essentiel de ce qu'on a acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé l'étude **d'immeuble de Bureaux + Commerces + Habitation** en **(RDC+10+Sous-Sol)** avec un système de contreventement, l'immeuble est implanté à wilaya de Blida classée selon le règlement parasismique Algérien **(RPA 99/version2003)** comme une zone de sismicité élevée (**zone III**). L'étude de cet immeuble se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir **(RPA99 V 2003 et CBA93)** et les documents techniques y afférant **(le D.T.R)**.

Ce mémoire est constitué de **6** chapitres :

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionner les éléments de bâtiments aux chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Ensuite on a effectué une étude dynamique de notre structure avec la mise en place des voiles de contreventement dans le quatrième chapitre par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au sacre de calcul du Règlement Parasismique Algérien **(RPA99/version2003)**. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel **ETABS 2020**.

Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (**Poutres. Voiles. Poteaux**) sera exposé au chapitre cinq et enfin l'étude de l'infrastructure fera l'objet de dernier chapitre. Enfin, Nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

# **CHAPITRE I**

## **PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE**

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Matériaux

---

## I.1. Introduction :

Dans notre mémoire nous étudions un immeuble de (**bureaux + commerces + habitation**) en béton armé qui est conçu d'un (**RDC + 10 étages avec sous-sols**), situé à la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon le classement des zones établi par les Règlements Parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude comporte quatre grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires.
- L'étude sismique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, Poutres, voiles).
- L'étude de la fondation.

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter ces règlements :

- Le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**).
- Les règles de conception et de calcul des structures en Béton armé (**CBA93**).
- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (**BAEL91 modif99**).
- Le document technique **Charge permanentes et charges d'exploitation**.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est une construction d'un immeuble de (**bureaux + commerces + habitation**) destinée à la wilaya de BLIDA. Il est composé d'un rez-de-chaussée, et de 10 étages avec sous-sols.



**Figure I.1** : Localisation de l'ouvrage

**L'immeuble est composé :**

- D'un RDC et 10 étages à usage multiples (**de bureaux + commerces + habitation**)
- Sous-sols qui servent de parking.
- On a deux type de terrasse :
  - Une terrasse accessible aux publics.
  - Une terrasse inaccessible.

### **I.2.1. Dimensions de l'ouvrage en élévation :**

Les caractéristiques de la structure sont :

- Hauteur totale du bâtiment **Ht = 38,16 m**
- Hauteur d'étage de sous-sol **Hss = 3,4 m**
- Hauteur Rez de chausse **Hrdc = 4,32 m**
- Hauteur d'étage courant :  $\begin{cases} 1\text{ère étage, 2ème, 3ème, 4ème étage} = 3,60\text{m} \\ 5\text{ème étage, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème, 10ème} = 3,24\text{m} \end{cases}$

### **I.2.2. Dimensions de l'ouvrage en plan :**

- Longueur totale en plan suivant l'axe local X **Lx = 33,55 m.**
- Longueur totale en plan suivant l'axe local Y **Ly = 21,14 m.**

### I.3. Conception de la structure :

#### I.3.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en Justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### I.3.2. Planchers :

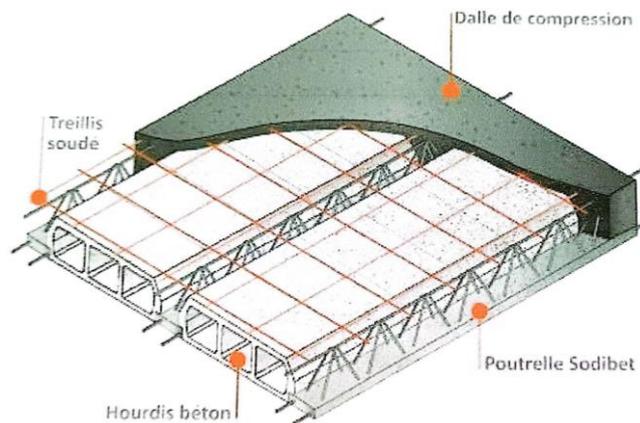
On va travailler par 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé où

Bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux et d'une table de compression

En béton armé d'une épaisseur de 5 cm.



**Figure I.2 :** Schéma Plancher à corps creux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Matériaux

---

### • Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, les dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

### I.3.3. Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression. Dans notre cas on va travailler par un seul type de poteaux le poteau carré.

### I.3.4. Poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

### I.3.5. Terrasse :

Dans notre immeuble nous avons seulement une terrasse non accessible.

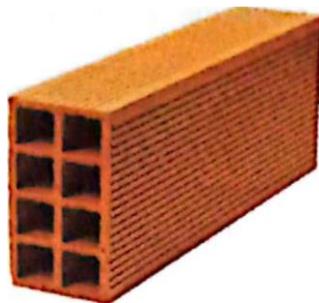
### I.3.6. Classification du bâtiment :

L'immeuble est un ouvrage classé dans le **groupe 2** selon le **(RPA99 version 2003)**, car il est à usage multiples (**bureaux + commerces + habitation**) et sa hauteur ne dépasse pas les **48m**.

### I.3.7. Maçonnerie :

**a. Murs extérieurs :** 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).

**b. Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I.3 :** Brique creuse

### I.3.8. 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.3.9. Acrotère :

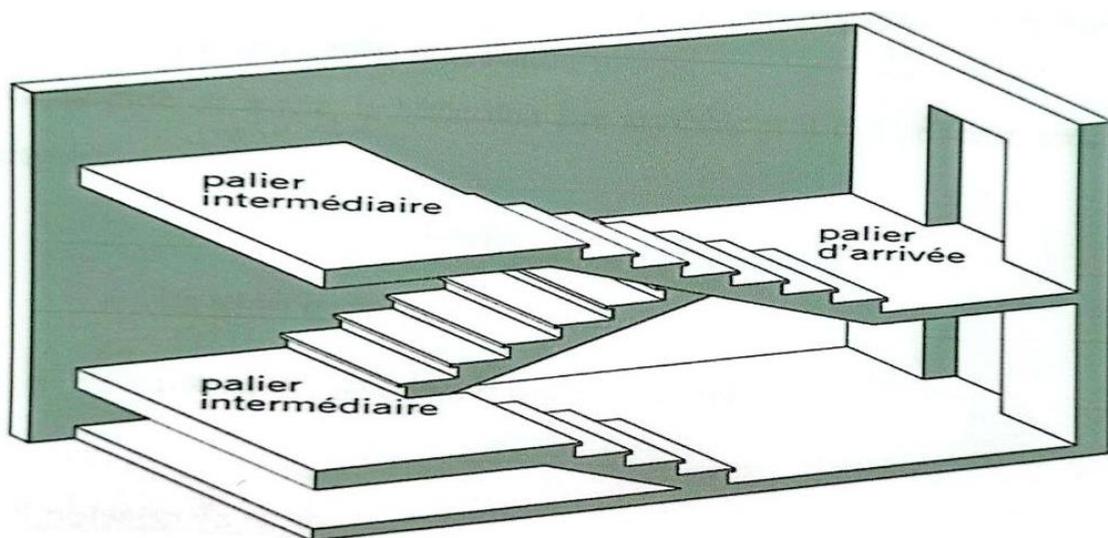
La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm, largeur 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

### I.3.10. Escaliers et Ascenseurs :

Notre immeuble comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

**On a plusieurs types d'escalier :**

- Escaliers à 1 volées.
- Escaliers à 2 volées.
- Escaliers à 3 volées.
- Escaliers à 4 volées.



**Figure I.4 :** Représentation d'un escalier

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Matériaux**

---

Vu la hauteur importante de cet immeuble, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une Cage d'ascenseur du sous-sol au 10<sup>ème</sup> étages.

### **I.3.11. Caractéristique du sol :**

La structure est implantée sur **un sol meuble**, de contrainte admissible de **1,5 bars**.

### **I.4. Caractéristiques des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de Conception et de calcul des structures en béton armé (**BAEL91 modifier 99**).

#### **I.4.1. Le Béton :**

##### **a. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de Ciment, de granulats (**graviers, sable**) et de l'eau. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

##### **b. Dosage du béton :**

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

##### **C. Résistances du béton :**

###### **C.1. Résistance à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée

Par : **F<sub>c28</sub>**

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Matériaux

---

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1)$$

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

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ .

### C.2. Résistance du béton à la traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est Conventionnellement définie par la relation :  $F_{tj} = 0.6 + 0,06 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance Caractéristique à la compression  $f_{c28}$  et à la traction  $f_{t28}$  telle que :

$$F_{c28} = 30 \text{ MPa} \text{ donc } \longrightarrow F_{t28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

### D. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une Longue durée ou courte durée d'application.

#### D.1. Module de déformation instantanée " $E_{ij}$ " :

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \longrightarrow E_{ij} = 34179,557 \text{ MPa}$$

#### D.2. Module de déformation longitudinale différée " $E_{vj}$ " :

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \longrightarrow E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa}$$

### E. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Matériaux

---

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

**ELU :  $\nu = 0$**  Calcul des sollicitations (béton fissuré).

**ELS :  $\nu = 0.2$**  Calcul des déformations (béton non fissuré).

### F. Poids volumique :

On adopte la valeur :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

### G. Les contraintes limites de calcul :

#### G.1. Les contraintes 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 :

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables  **$F_{bu} = 17 \text{ MPa}$**

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelle  **$F_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$**

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ , si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  Dans le cas contraire.

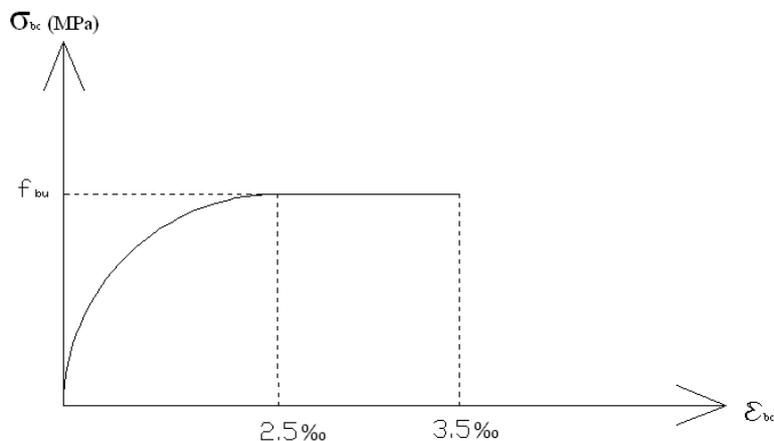


Figure I.5 : Diagramme Contraintes -Déformations du béton

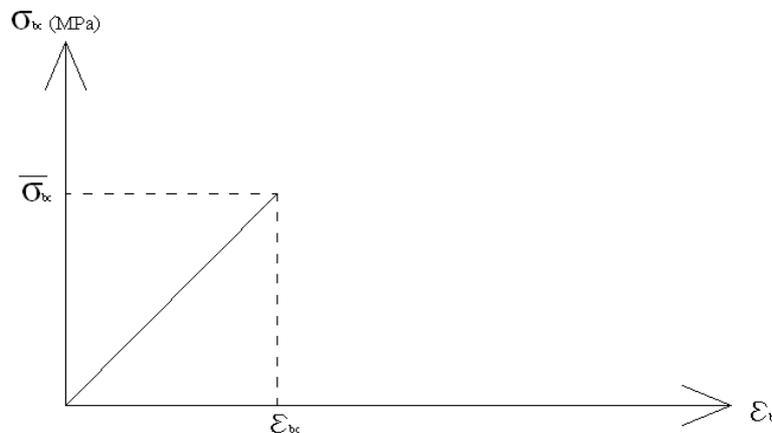
### G.2. Les contraintes à l'état limite de service « E.L.S » :

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 en compression du béton est limitée par :

- Avec :  $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$



**Figure I.6 :** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

### I.4.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

#### a. Les limites lisses (R.L) :

- Barres à haute adhérence (H.A) : **Fe= 500 MPa**

#### b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

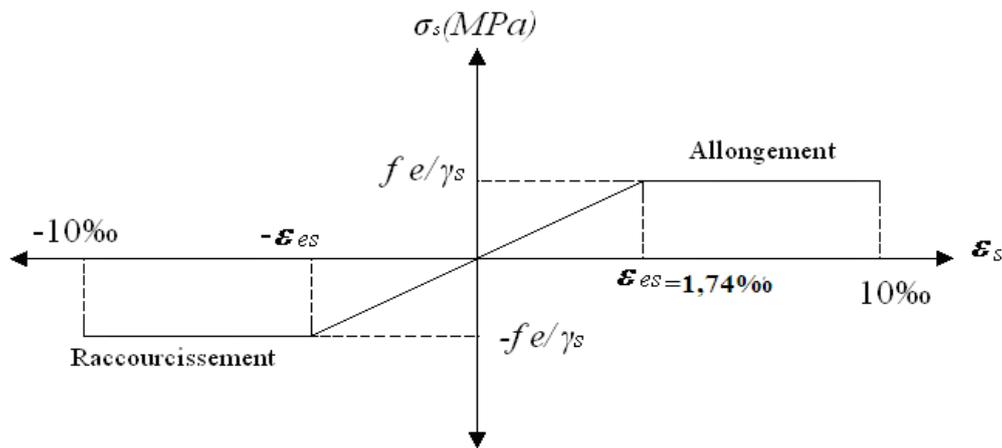
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

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

### C. Contrainte limite :

#### • Etat limite ultime ELU :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation.



**Figure I.7 :** Diagramme contrainte-déformation d'acier

Avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

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

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

$S$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$  cas du situation durable.

$\gamma_s = 1$  cas du situation accidentelle.

#### • Etat limite de service ELS :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable:  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right)$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 110\eta\right)$  (MPa)

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Matériaux

---

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  Pour les aciers ronds lisse.

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

### **D. Le coefficient d'équivalence :**

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

$\eta$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

### **I.5. Conclusion :**

On a opté pour un béton de résistance de **30 MPa**, car ce choix est plus économique et les sections du béton seront réduites.

On a choisi de travailler avec l'acier de nuance **500 MPa** au lieu de **400 MPa** car ce dernier n'est plus disponible dans le marché depuis des années.

# **CHAPITRE II**

## **PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS**

### II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape qui est régie par des lois empiriques issues de l'expérience. D'une manière générale, cette étape est basée sur les critères dimensionnels des règlements suivants :

- Le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**).
- Les règles de conception et de calcul des structures en Béton armé (**CBA93**).
- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (**BAEL91 modifier 99**).
- Le document technique **Charge permanentes et charges d'exploitation**.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base des différents éléments suivants :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

### II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour l'immeuble étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

### II.2.1. Plancher à Corps Creux :

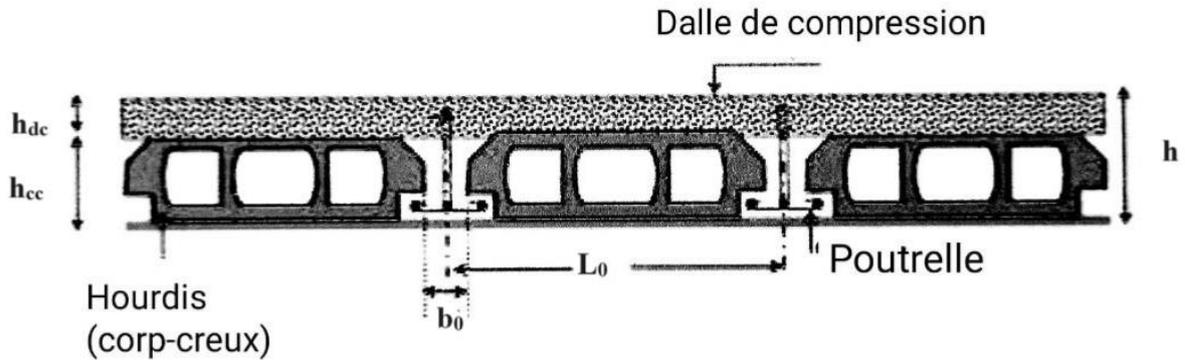


Figure II.1 : Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher  $H_t$  doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (\text{condition de la flèche})$$

Avec :

$L$  : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

$h_t$  : hauteur totale planché

L'entre axe horizontale est de : **5,10 m**

On aura alors :  $L = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$

$$\frac{480}{25} \leq h_t \leq \frac{480}{20} \quad \text{selon le CBA93 (Article.B.6.8.4)}$$

$$19,2\text{cm} \leq h_t \leq 24\text{cm}$$

**Donc** : On va prendre l'épaisseur de **16 + 5**

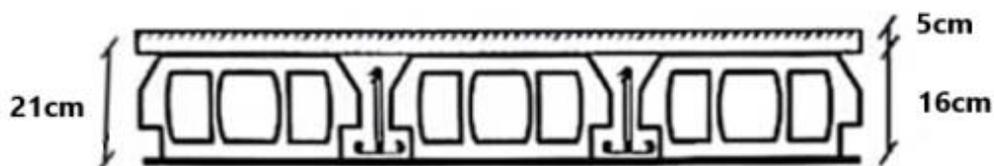


Figure II.2 : Schéma de la dalle corps-creux

16 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression selon le CBA93 (article. B.7.2.2).

### II.2.2 Plancher à dalle pleine :

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance au feu :**

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

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

On adopte  $e = 15 \text{ cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon **CBA93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), l'épaisseur du plancher  $e \geq 13 \text{ cm}$  pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ .

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ .

$Lx$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

La dalle se reposant sur quatre appuis (**dalle pleine**) donc :

$$Lx = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

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

$$\frac{480}{50} = 9,6 \text{ cm} \leq e \leq \frac{480}{40} = 12 \text{ cm}$$

- D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$  pour toutes les dalles pleines.
- La dalle se reposant sur deux appuis (**dalle pleine Balcon**) donc :

$$e \geq \frac{Lx}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \quad \text{On prend } e = 15 \text{ cm}$$

### II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée des poutres. En respectant les conditions du **(RPA 99 version 2003)**.

Relative au coffrage des poutres à savoir :  $b \geq 20$        $h \geq 30$        $\frac{h}{b} \leq 4$

#### **a. Poutres principales (P.P) :**

$$L=738-30 = 708 \text{ cm}$$

$$\frac{708}{15} = 47,2 \text{ cm} \leq h \leq \frac{708}{10} = 70,8 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 50 cm**

La largeur sera :  $0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$        $15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$

On va prendre **b = 30 cm**    donc :  **$b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$**

Les dimensions des poutres doivent respecter **(RPA99 l'article 7.5.1)** Suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifier
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h=50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifier
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,66 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$  vérifier

#### **b. Poutres secondaires (P.S) :**

$$L = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} = 32 \text{ cm} \leq h \leq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad \text{On va prendre } \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

La largeur sera :  $0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$        $13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$

On va prendre **b = 30 cm**    donc :  **$b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$**

Les dimensions des poutres doivent respecter **(RPA99 l'article 7.5.1)** Suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifier
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h=45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifier
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$  vérifier

**Tableau II.1** : Vérification selon le RPA

Condition	Poutre principale	Poutre secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	$h = 50$ cm	$h = 45$ cm	vérifier
$b \geq 20$ cm	$b = 30$ cm	$b = 30$ cm	vérifier
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1,66$ cm	$\frac{h}{b} = 1,5$ cm	vérifier

### **Conclusion :**

On va opter pour la section **(30 x 50)** pour les poutres principales.

On va opter pour la section **(30 x 45)** pour les poutres secondaires.

### II.4. Evaluation des charges et surcharges :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

#### II.4.1. Charges permanentes :

- Plancher terrasse (inaccessible) :

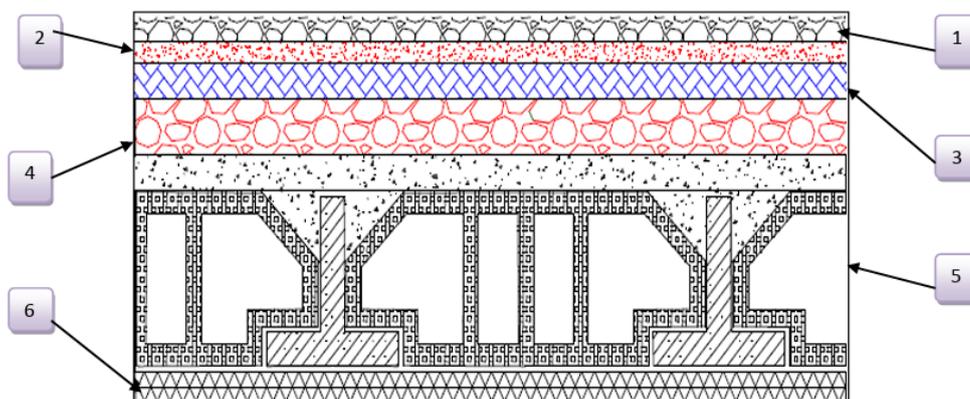


Figure II.3 : Coupe verticale de plancher terrasse à corps creux

Tableau II.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher terrasse à corps creux

N°	Composants	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	17	0,05	0,85
2	Etanchéité multicouche	06	0,02	0,12
3	Béton en forme de pente	22	0,10	2,20
4	Isolation thermique	04	0,04	0,16
5	Plancher 16 + 5	-	0,21	3
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>Gt = 6,52 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>Q = 1 KN/m<sup>2</sup></b>

### • Plancher étage courant :

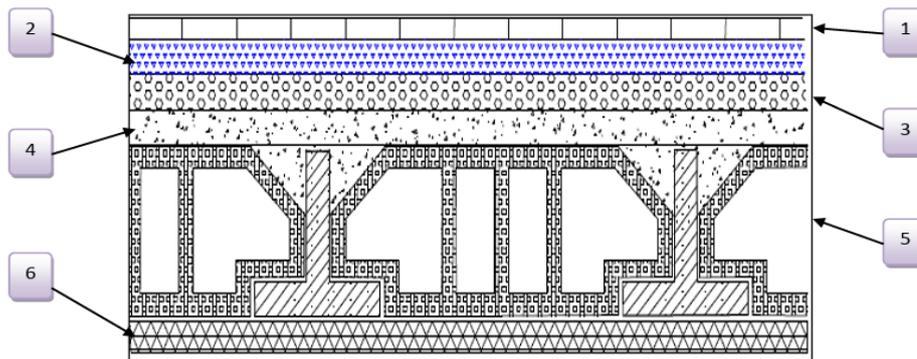


Figure II.4 : Coupe verticale de plancher courant à corps creux

Tableau II.3 : Charges permanentes et surcharge d'exploitation du plancher étage courant corps creux

N°	Composants	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de Carrelage	22	0,02	0,44
2	Couche de sable	18	0,03	0,54
3	Mortier de pose	20	0,02	0,40
4	Enduit plâtre	10	0,02	0,20
5	Dalle en corps creux	-	0,21	2,99
6	Cloison de séparation	10	0,1	1
<b>Charge permanente G</b>				<b>Gt = 5,57 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>Q = 1,5 KN/m<sup>2</sup></b>

### • Dalle pleine (e = 15cm) :

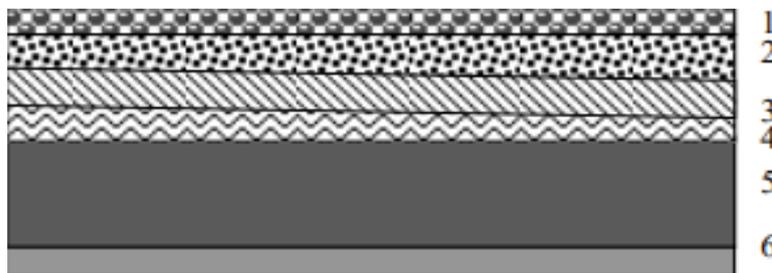


Figure II.5 : Coupe verticale de dalle pleine

## CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

**Tableau II.4 :** Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher locale machine en dalle pleine

N°	Composants	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	17	0,05	0,85
2	Etanchéité multicouche	06	0,02	0,12
3	Béton en forme de pente	22	0,10	2,20
4	Isolation thermique	04	0,04	0,16
5	Dalle pleine	-	15	3,75
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>Gt = 7,28 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>Q = 5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II .5 :** Charges permanentes et surcharges d'exploitation de la dalle pleine

• **Dalle pleine (e = 15cm) :**

N°	Composants	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,03	0.54
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit en ciment	20	0,02	0,4
6	Cloison brique creuse	10	0,1	1
<b>Charge permanente G</b>				<b>G= 6,53 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q (Balcon)</b>				<b>Q = 3,5 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q (commerce)</b>				<b>Q = 5 KN/m<sup>2</sup></b>

### • Mur extérieur :

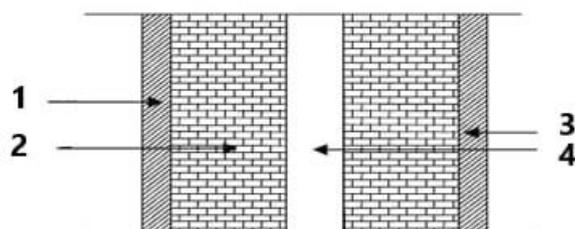


Figure II.6 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.6 : Charges permanentes des murs en extérieur

N°	Composants	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
2	Brique creuse	10	2×0,1	2
3	Enduit en ciment	20	0,02	0,4
<b>Charge permanente G</b>				<b>G= 2.60 KN/m<sup>2</sup>.</b>

### II.4.2. Charges d'exploitations :

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2.$$

- La charge d'exploitation à prendre dans l'habitation de 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage est

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

- La charge d'exploitation à prendre pour l'étage services bureau est  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

- La charge d'exploitation à prendre pour l'étage commerce est  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .

- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

- La charge d'exploitation des escaliers est  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

### II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

#### **a. Principe :**

Les poteaux sont prè 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 du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

#### **b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation 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 imposée par **(RPA99 version 2003)**.
- Vérifier la section à l'ELS.

#### **c. 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.

$Q$  : Charge d'exploitation.

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par (BAEL91 modif99).}$$

Avec :

$\eta$ : Nombre d'étage.

$Q_0$ : La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

### • Dégression des surcharges :

**Toiture (N1) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 0 &= Q_0 \\ &= 1 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**Terrasse (N2) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 1 &= Q_0 + Q_1 \\ &= 1 + 1 = 2 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**10<sup>ème</sup> étage (N3) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 2 &= Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \\ &= 1 + 0,95(1 + 1,5) = 3,375 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**9<sup>ème</sup> étage (N4) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 3 &= Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &= 1 + 0,9(1 + 1,5 + 1,5) = 4,6 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**8<sup>ème</sup> étage (N5) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 4 &= Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ &= 1 + 0,85(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5) = 5,675 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**7<sup>ème</sup> étage (N6) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 5 &= Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \\ &= 1 + 0,8(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5) = 6,6 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**6<sup>ème</sup> étage (N7) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 6 &= Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \\ &= 1 + 0,75(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5) = 7,375 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**5<sup>ème</sup> étage (N8) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 7 &= Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) \\ &= 1 + 0,714(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5) = 8,14 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**4<sup>ème</sup> étage (N9) :**

$$\begin{aligned}\Sigma 8 &= Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) \\ &= 1 + 0,687(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5) = 8,90 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**3<sup>ème</sup> étage (N10) :**

$$\begin{aligned}\Sigma \mathbf{9} &= Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) \\ &= 1 + 0,666(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5) = 9,658 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**2<sup>ème</sup> étage (N11) :**

$$\begin{aligned}\Sigma \mathbf{10} &= Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) \\ &= 1 + 0,65(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 5) = 12,7 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**1<sup>er</sup> étage (N12) :**

$$\begin{aligned}\Sigma \mathbf{11} &= Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) \\ &= 1 + 0,636(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 5 + 5) = 15,628 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**RDC (N13) :**

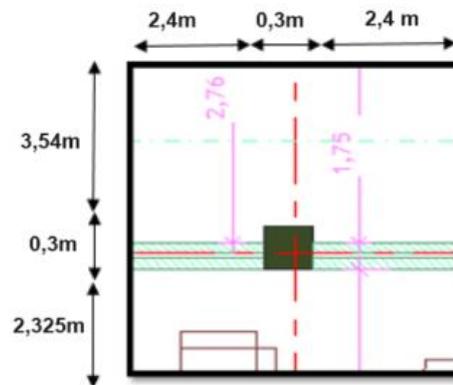
$$\begin{aligned}\Sigma \mathbf{12} &= Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) \\ &= 1 + 0,625(1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 5 + 5 + 5) = 18,5 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Tableau II.7 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Qi	$\sum$ charges d'exploitation	Q cumulé (KN/m <sup>2</sup> )
N1	Q <sub>0</sub>	$\sum 0 = Q_0$	1
N2	Q <sub>1</sub>	$\sum 1 = Q_0 + Q_1$	2
N3	Q <sub>2</sub>	$\sum 2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,375
N4	Q <sub>3</sub>	$\sum 3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	4,6
N5	Q <sub>4</sub>	$\sum 4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	5,675
N6	Q <sub>5</sub>	$\sum 5 = Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	6,6
N7	Q <sub>6</sub>	$\sum 6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,375
N8	Q <sub>7</sub>	$\sum 7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,14
N9	Q <sub>8</sub>	$\sum 8 = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	8,9
N10	Q <sub>9</sub>	$\sum 9 = Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	9,658
N11	Q <sub>10</sub>	$\sum 10 = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	12,7
N12	Q <sub>11</sub>	$\sum 11 = Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	15,628
RDC	Q <sub>12</sub>	$\sum 12 = Q_0 + 0,625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	18,5

### d. Poteau central :

$$ST = 28,152 \text{ m}^2$$



**Figure II.7 :** Le poteau central le plus sollicité

#### - Calcul des différents poids :

##### Poids de Toiture :

Toiture en tuiles mécaniques :  $G = 28,152 \times 0,45 = 12,668 \text{ KN}$

##### Poids des Plancher :

Plancher terrasse :  $G = 28,152 \times 6,52 = 183,551 \text{ KN}$

Plancher courant :  $G = 28,152 \times 5,57 = 156,807 \text{ KN}$

Plancher dalle pleine :  $G = 28,152 \times 6,53 = 183,833 \text{ KN}$

##### Poids des poutres :

Poutre principale :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,5 \times 5,865 = 21,993 \text{ KN}$

Poutre secondaire :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 4,8 = 16,2 \text{ KN}$

##### Poids des poteaux :

Poteau RDC :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times (4,32 - 0,5) = 8,595 \text{ KN}$

Poteau Sous-sol :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,4 - 0,5) = 6,525 \text{ KN}$

Poteau étage courant (1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage) :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,6 - 0,5) = 6,975 \text{ KN}$

Poteau étage courant (5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> étage) :

$$G = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,24 - 0,5) = 6,165 \text{ KN}$$

## CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

---

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_{u(p)} \leq \gamma \left( \frac{B r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{selon CBA93 (Article B.8.2.1)}$$

Avec :

**N<sub>u</sub>** : effort normal ultime (compression) = 1.35G + 1.5Q

**α** : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α=f (2))

**λ** : élancement d'EULER

**i** : rayon de giration

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement

**I** : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

**B** : surface de la section du béton

**γ<sub>b</sub>** : coefficient de sécurité pour le béton b 1.5 (situation durable)

**γ<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité pour l'acier s = 1.15 (situation durable)

**f<sub>e</sub>** : limite élastique de l'acier (**F<sub>e</sub> = 500 MPa**)

**f<sub>c28</sub>**: contrainte caractéristique du béton à 28 jours (**f<sub>c28</sub>= 30 MPa**)

**A<sub>s</sub>** : section d'acier comprimée

**B<sub>r</sub>** : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm

D'épaisseur sur toute sa périphérie.

**Pour une section rectangulaire :**

- moment d'inertie :  $I = \frac{bh^3}{12}$

- Section du béton : B = a x b

- Section réduite : B<sub>r</sub> = (a - 0,02) x (b - 0.02)

## CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

---

Selon le (RPA99 version 2003),  $0.2\% \leq \frac{As}{B} \leq 5\%$

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

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

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre :

$$\lambda = 35 \text{ et } \alpha = 0.708$$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$\mathbf{Br} \geq \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{fc28}{0.9 \times \lambda b} + \frac{As \times Fe}{B \times \gamma_s} \right)} = 0,53 \times Nu$$

Pour une zone sismique **III** on doit avoir au minimum :

$$\text{Min (a; b)} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min (a; b)} \geq \frac{he}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.

- he : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section **carrée a=b**

## CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

**Tableau II.8 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)**

Sous Plancher	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
<b>Terrasse + Toiture</b>	N1	Toiture Poids de plancher terrasse Poids des poutres Total	12,668 183,551 38,193 234,412	56,304
<b>10ème étage</b>	N2	Venant de N1 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	234,412 156,807 38,193 6,165 435,577	95,013
<b>9ème étage</b>	N3	Venant de N2 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	435,577 156,807 38,193 6,165 636,742	129,499
<b>8ème étage</b>	N4	Venant de N3 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	636,742 156,807 38,193 6,165 837,907	159,763
<b>7ème étage</b>	N5	Venant de N4 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	837,907 156,807 38,193 6,165 1039,072	185,803
<b>6ème étage</b>	N6	Venant de N5 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1039,072 156,807 38,193 6,165 1240,237	207,621
<b>5ème étage</b>	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1240,237 156,807 38,193 6,165 1441,402	229,157
<b>4ème étage</b>	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1441,402 156,807 38,193 6,975 1643,377	250,553

## CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

<b>3ème étage</b>	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1643,377 156,807 38,193 6,975 1845,352	271,892
<b>2ème étage</b>	N10	Venant de N9 Poids du plancher courant (Dalle pleine) Poids des poutres Poids du poteau Total	1845,352 183,833 38,193 6,975 2100,261	357,530
<b>1ère étage</b>	N11	Venant de N10 Poids du plancher courant (Dalle pleine) Poids des poutres Poids du poteau Total	2100,261 183,833 38,193 6,975 2355,17	439,959
<b>RDC</b>	N12	Venant de N11 Poids du plancher courant (Dalle pleine) Poids des poutres Poids du poteau Total	2355,17 183,833 38,193 8,595 2611,699	520,812

Les résultats concernant le poteau central sont calculés par :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- 1,15  $N_u$  de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments a deux travées selon (CBA 93 Article B.8.1.1)
- $N_s = G + Q$
- $B_r = 0.53 N_u$
- $a = \sqrt{B_r} + 2$
- $\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1.15 B} \leq 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

## CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

**Vérification à L'ELS :** La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = N_{ser}B + \eta As \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

- **Nser** : Effort normal à l'ELS.
- **B** : Section de béton du poteau.
- **As** : Section des armatures
- **$\eta$**  : Coefficient d'équivalence ( **$\eta = E_s / E_b = 15$** ).
- **$\sigma_{ser}$**  : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient

$$\sigma_{ser} = N_{ser} 1.15B \leq 0,6 \times f_{c28} = 18\text{MPa}$$

Les Poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central rectangulaire **S= 28,152 m<sup>2</sup>**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

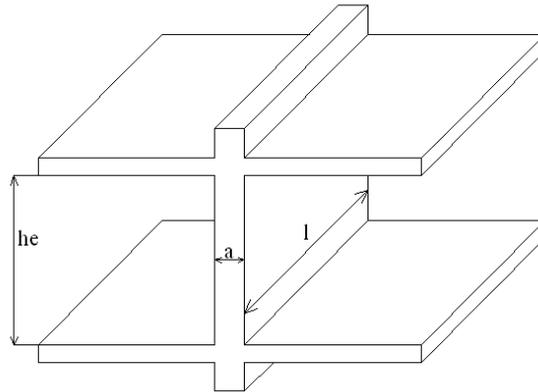
**Tableau II.9 :** Choix des sections des poteaux centraux (carrés)

Niveaux	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b	Min RPA	Choix (cm <sup>2</sup> ) a × b	Nser (KN)	$\sigma_{ser}$ MPa	Sigma bar	
10 <sup>ème</sup> étage	234,412	56,304	400,912	212,483	16,577	30×30	30×30	290,716	2,809	18	vérifier
9 <sup>ème</sup> étage	435,577	95,013	730,548	387,191	21,677	30×30	30×30	530,59	5,126	18	vérifier
8 <sup>ème</sup> étage	636,742	129,499	1053,85	558,541	25,633	30×30	30×30	766,241	7,403	18	vérifier
7 <sup>ème</sup> étage	837,907	159,763	1370,819	726,534	28,954	30×30	30×30	997,67	9,639	18	vérifier
6 <sup>ème</sup> étage	1039,072	185,803	1681,452	891,169	31,852	30×30	35×35	1224,875	8,694	18	vérifier
5 <sup>ème</sup> étage	1240,237	207,621	1985,751	1052,448	34,441	30×30	35×35	1447,858	10,278	18	vérifier
4 <sup>ème</sup> étage	1441,402	229,157	2289,628	1213,503	36,835	30×30	40×40	1670,559	9,079	18	vérifier
3 <sup>ème</sup> étage	1643,377	250,553	2594,388	1375,026	39,081	30×30	40×40	1893,93	10,293	18	vérifier
2 <sup>ème</sup> étage	1845,352	271,892	2899,063	1536,503	41,198	30×30	45×45	2117,244	9,092	18	vérifier
1 <sup>er</sup> étage	2100,261	357,53	3371,647	1786,973	44,273	30×30	45×45	2457,791	10,554	18	vérifier
RDC	2355,17	439,959	3839,418	2034,891	47,11	30×30	50×50	2795,129	9,722	18	vérifier
Sous-sol	2611,699	520,812	4307,012	2282,716	49,778	30×30	50×50	3132,511	10,896	18	vérifier

### II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme. Le **(RPA 99 version 2003)** considère les éléments satisfaisants la condition  $L > 4a$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : **L** : longueur du voile    **e** : épaisseur du voile    **he** : Hauteur d'étage



**Figure II.8 :** Coupes de voiles en élévation (RPA 99 v 2003)

**(RPA99 Article 7.7.1)** exige une épaisseur minimale de **15 cm**. De plus L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $he$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

	$a \geq \mathbf{he/25}$
	$a \geq \mathbf{he/22}$
	$a \geq \mathbf{he/20}$

**Figure II.9 :** Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003)

## CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

$e \geq \max \left( \frac{he}{25}, 15 \right)$  cm selon (RPA99 L'article 7.7.1)

$$\frac{he}{25} = \frac{432-50}{25} = 15,28 \text{ Cm} \quad e \geq \max ( 15,28 , 15 ) \text{ cm}$$

$e \geq 15,28 \text{ cm} \Rightarrow$  alors on adopte des voiles d'épaisseur  $e=20 \text{ cm}$ .

Tableau II.10 : Dimensions des éléments porteurs

Niveau	Section de poteau central	Section de Poutre principale	Section de Poutre secondaire	Epaisseur des voiles
10 <sup>ème</sup> étage - 9 <sup>ème</sup> étage	30× 30	30× 50	30× 45	20
8 <sup>ème</sup> étage - 7 <sup>ème</sup> étage	30× 30	30× 50	30× 45	20
6 <sup>ème</sup> étage - 5 <sup>ème</sup> étage	35× 35	30× 50	30× 45	20
4 <sup>ème</sup> étage - 3 <sup>ème</sup> étage	40× 40	30× 50	30× 45	20
2 <sup>ème</sup> étage - 1 <sup>ème</sup> étage	45× 45	30× 50	30× 45	20
RDC - SOUS SOL	50× 50	30× 50	30× 45	20

### II.7. Conclusion :

- Le plancher sera en corps creux de **16+5 cm**
- Les poutres principales auront une section de **(30 x 50) cm<sup>2</sup>**
- Les poutres secondaires auront une section de **(30 x 45) cm<sup>2</sup>**
- Des dalles pleines avec une épaisseur de **15 cm**.
- Des voiles avec une épaisseur de **20 cm**.

# **CHAPITRE III**

## **CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

### III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement tels que (escalier, dalle, poutrelle... etc), ils sont généralement sollicités par leur poids propre, les actions climatiques ou le séisme.

L'objectif de ce chapitre est de ferrailer ces éléments soumis au chargement qui leur revient.

### III.2. Acrotère :

**III.2.1. Introduction :** L'acrotère est un élément non structural, il est calculé comme une console encastrée à la base au niveau du plancher terrasse où la section à ce niveau présente la section dangereuse l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur  $H = 60 \text{ cm}$
- Epaisseur  $e = 10 \text{ cm}$

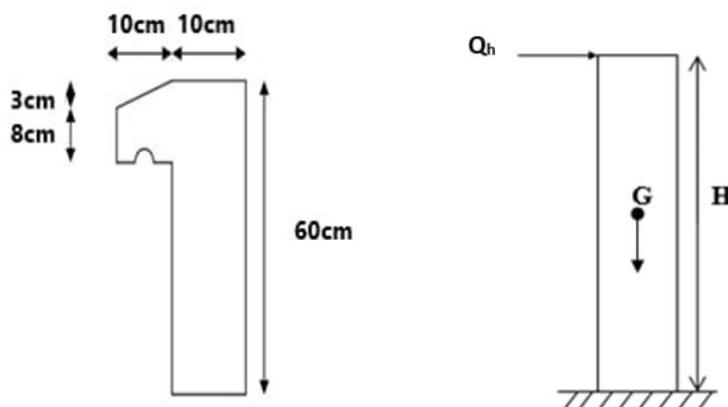


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère

### III.2.2. Evaluation des charges :

a. Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b. Charge permanente : On considère une bande de 1m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$G = p \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

P : le poids volumique du béton tel que  $p = 25 \text{ KN/m}^3$

$$s = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

- Le poids propre de l'acrotère :  $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$

- Le poids du revêtement :  $G_2 = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2 \times 10^2 = 0,392 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,392 = 2,117 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,117 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique  $F_p$  appliqué à sa partie supérieure. Si  $F_p > 1,5 Q$  : on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures.

On a :  $F_p = 4A_c p w_p$  selon (RPA99 version 2003).

Avec :

$F_p$  : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2,  $A = 0,25$

$C_p$  : facteur des forces horizontales  $C_p = 0,8$  élément console.

$W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 2,117 \text{ KN}$

Alors :  $F_p = 25 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,694 \text{ KN}$

$$Q_u = \max(1,5Q, F_p) \quad 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,694 \text{ KN}$$

Donc pour une bande de 1ml de largeur :  $G = 2,117 \text{ KN/ml}$  et  $Q = 1,694 \text{ KN/ml}$

### III.2.3. Calcul des efforts :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

- **Etat limite ultime ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 2,858 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5 \times Qh = 1,5 \times 1,694 = 2,541 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1,5 \times Qh \times h = 1,5 \times 1,694 \times 0,6 = 1,525 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite service ELS :**

$$N_{ser} = G = 2,117 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = Qh = 1,694 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = Qh \times h = 1,694 \times 0,6 = 1,016 \text{ KN.m}$$

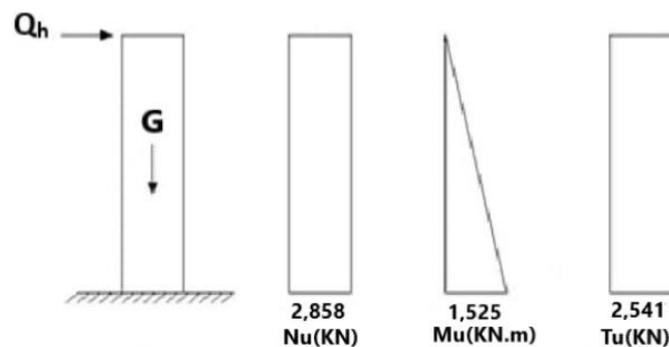


Figure III.2 : Diagrammes des efforts à L'ELU

### III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données :  $h = 10\text{cm}$ ,  $b = 100\text{cm}$ ,  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $M_u = 1,525\text{KN.m}$ ,  $N_u = 2,858 \text{ KN}$ ,

$$F_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,5} = \frac{30 \times 0,85}{1,5} = 17 \text{ MPa}, \quad c = c' = 3\text{cm}, \quad f_e = 500\text{MPa}, \quad d = h - c = 10 - 3 = 7\text{cm}$$

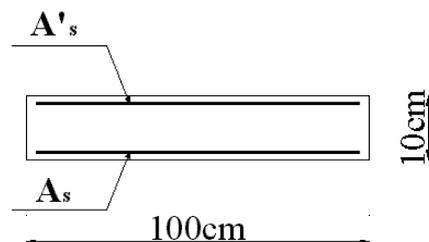


Figure III.3 : Coupe acrotère

### a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,525}{2,858} = 0,534 \times 10^2 = 53,4 \text{ cm}$$

$$\psi_1 = \frac{Nu}{b \times f_{bc} \times 100} = \frac{2,858 \times 10^3}{1000 \times 17 \times 100} = 1,681 \times 10^{-3} < 0,81$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,167$$

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,167 \times 10 = 1,67 \text{ cm}$$

**$e > e_{nc}$  Donc Section partiellement comprimée (SPC).**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

### b. Calcul du moment fictif $M_f$ :

$$M_f = Mu + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,525 + 2,858 \left( 7 - \frac{10}{2} \right) \times 10^{-2} = 1,582 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,582 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 17} = 0,019 \quad \mu < \mu_R = 0,392$$

$A_{s'} = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 7 \times (1 - 0,4 \times 0,024) = 6,933 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} = \frac{1,582 \times 10^6}{69,33 \times \frac{500}{1,15}} = 52,482 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A_{s'} = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 52,482 - \frac{2,858 \times 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 45,91 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s1} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0,46 \text{ cm}^2$$

### III.2.5. Vérification de la section d'acier (BAEL91 modifié 99) :

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \left( \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec :  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 500 \text{ MPa}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 7 \text{ cm}$ ,  $h = 10 \text{ cm}$

$$A_s^{\min} \geq (1 \text{ cm}^2, 0,773 \text{ cm}^2) = 1 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement : **5T8 = 2,51 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **St ≤  $\frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$  St = 20 cm**

**. Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \quad A_r \geq 0,627 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit } \mathbf{3T8 = 1,51 \text{ cm}^2} \quad \text{avec un espacement } St \leq \frac{60-6}{2} = 27 \text{ cm}$$

on prend **St = 25 cm**

### III.2.6. Vérification à l'état limite service ELS :

**G** : centre de gravité du béton seul

**G1** : centre de gravité de la section avec armatures

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Section homogénéisée :  $s = b \times h + 15 \times (A_1 + A_2) = 1075,3 \text{ cm}^2$

$$\text{Position de l'axe neutre : } v_1 = \frac{\frac{1}{2}bh^2 + 15(A_1c_1 + A_2d)}{s} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie /axe neutre : } I_{G1} = \frac{1}{3}bh^3 + 15(A_1c_1^2 + A_2d^2) - sv_1^2 = 8634,53 \text{ cm}^4$$

$$\text{Mser /axe neutre : } M_{\text{ser}/G1} = M_{\text{ser}/G} - N_{\text{ser}} \left( \frac{h}{2} - v_1 \right) = 1,016 \text{ KN.m}$$

Donc l'hypothèse d'une section **SEC**, on doit avoir :

$$\sigma_{bcmin} \geq 0 \Rightarrow \frac{M_{\text{ser}/G1}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1,016}{2,117} = 48 \text{ cm} \leq \frac{I_{G1}}{s \times (h - v_1)} = \frac{8634,53}{1075,3 \times (10 - 5)} = 1,606 \text{ cm}$$

**Donc la condition n'est pas vérifiée donc une section partialement comprimée (SPC)**

il faut vérifier que :  $\sigma_{bcmax} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

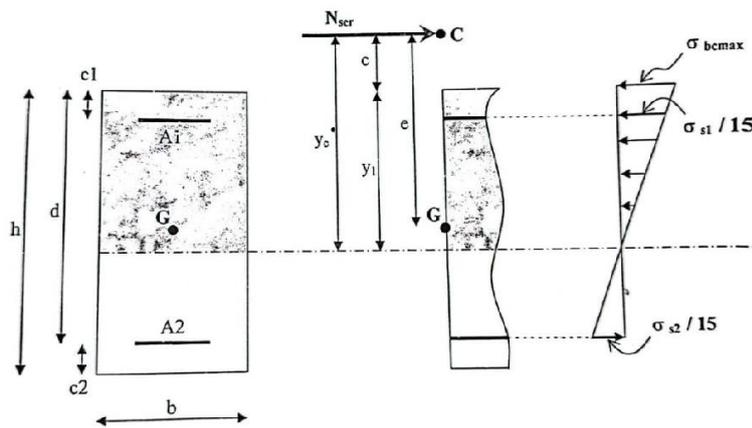


Figure III. 4 : Coupe transversale d'une section de poutre partiellement comprimé

$$e = \frac{M_{ser}/G1}{N_{ser}} = \frac{1,016}{2,117} = 48 \text{ cm}$$

$$c = e - \frac{h}{2} = 48 - \frac{10}{2} = 43 \text{ cm}$$

Avec :

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

D'après le (BAEL91 modifié 99), on doit résoudre l'équation suivante :

$$yc^3 + py_c + q = 0$$

Avec :  $yc$ : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$p = -3c^2 + (c+c1) \frac{90A1}{b} + (c+d) \frac{90A2}{b} = -5330,136 \text{ cm}^2$$

$$q = 2c^3 - \frac{90A1}{b}(c+c1)^2 - \frac{90A2}{b}(c+d)^2 = 148586,456 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3 = -356291482.5 \text{ cm}^6$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[ \frac{q}{2} \left( \frac{-p}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] = 0,126 \text{ Radian}$$

$$yc = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 45,179 \text{ cm}$$

$$D'où : y_1 = yc - c = 45,179 - 43 = 2,179 \text{ cm}$$

### III.2.7. Vérification des contraintes :

#### - Contrainte du béton:

$$\sigma_{bc \text{ barre}} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{N_{ser} \times y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 \times A_1 (y_1 - c_1) - 15 \times A_2 (d - y_1)} = 0,196 \text{ MPa} < \sigma_{bc \text{ barre}} = 18 \text{ MPa} \text{ vérifier}$$

#### - Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s \text{ barre} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right) = 215,55 \text{ MPa}$$

( $\eta = 1,6$  pour les aciers HA)

$$\sigma_{s1} = 15 \times \sigma_{bc \text{ max}} \times \frac{y_1 - c_1}{y_1} = -1,107 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \quad \text{acier comprimé}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \times \sigma_{bc \text{ max}} \times \frac{d - y_1}{y_1} = 6,504 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \quad \text{acier tendu}$$

### III.2.8. Vérification de l'effort tranchant à la base:

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2,541 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,036 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.9. Vérification des espacements des barres : selon (CBA93 art A.7.2.4.2)

#### - Armatures longitudinales :

$$St \leq \min(3xh, 33\text{cm})$$

$$St \leq \min(30, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30\text{cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

#### - Armatures transversale :

$$St \leq \min(4xh, 40\text{cm})$$

$$St \leq \min(40, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 40\text{cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

### III.2.10. Schéma de Ferrailage d'acrotère :

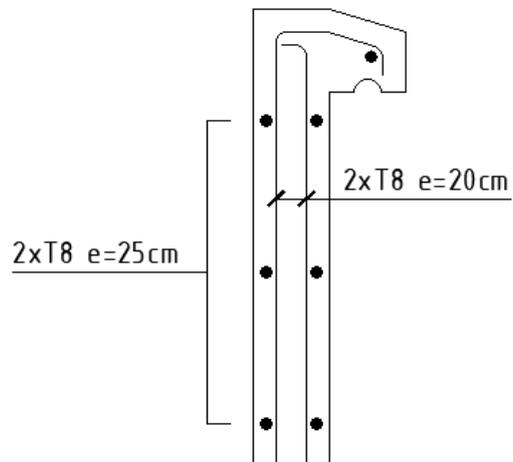


Figure III.5 : ferrailage de l'acrotère

### III.3. Balcons :

#### III.3.1. Introduction :

Notre ouvrage comporte un type de Balcon

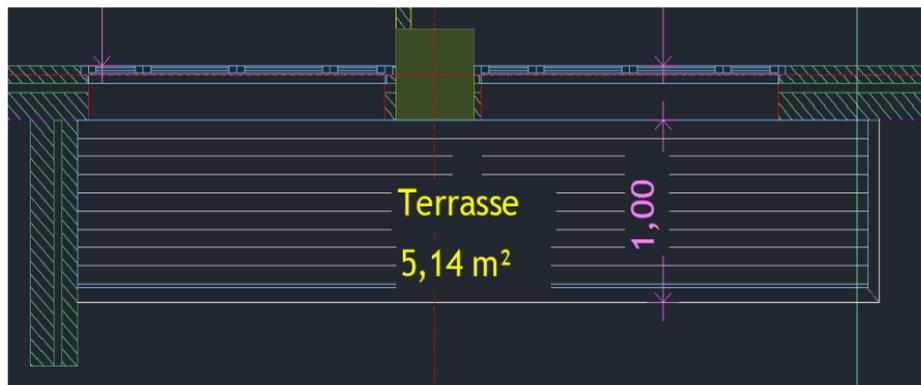


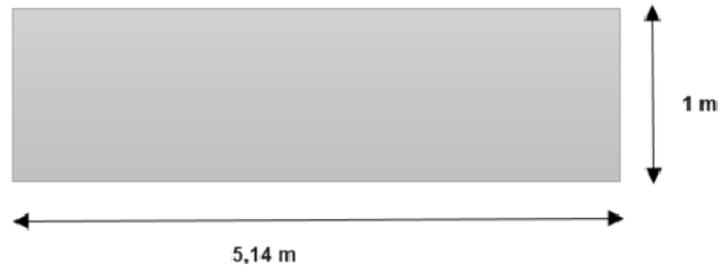
Figure III.6 : Balcon

Avec :

$L_x$  : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 1 \text{ m}$

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



**Figure III.7 :** Dimensions du balcon

### **III.3.2. Evaluation des charges :**

- Charge permanente :  $G = 6.53 \text{ kN/m}$

- Charge revenant au garde-corps en brique creuse d'épaisseur brique creuse :

$$\begin{cases} \text{Brique creuse : } 0,1 \times 10 = 1 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Enduit de ciment : } 0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow G_{gc} = 1 + 0,4 = 1,4 \text{ KN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

**Détermination des efforts :** Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1 ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

- **Combinaisons des charges :**

**a) Combinaison de charge à l'ELU :**

La dalle pleine :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = ((1,35 \times 6,53) + (1,5 \times 3,5)) \times 1 \text{ m} = 14,066 \text{ KN/m}$

Le garde-corps :  $p_u = 1,35 \times 1,4 = 1,89 \text{ KN}$

**b) Combinaison de charge à l'ELS :**

La dalle pleine :  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 6,53 + 3,5 = 10,03 \text{ KN/m}$

Le garde-corps :  $p_s = 1 \times 1,4 = 1,4 \text{ KN}$

- **Les moments et les efforts tranchants :**

**a) ELU :**

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u1} = - \left( \frac{q_u \times l^2}{2} \right) = - \left( \frac{14,066 \times 1^2}{2} \right) = -7,033 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u2} = - (p_u \times l) = - (1,89 \times 1) = -1,89 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

### b) Le moment total :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -7,033 - 1,89 = -8,923 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -(q_u \times l + p_u) = -(14,066 \times 1 + 1,89) = -15,956 \text{ KN.m}$$

### c) ELS :

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l\right) = -\left(\frac{10,03 \times 1^2}{2} + 1,4 \times 1\right) = -6,415 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -(q_s \times l + p_s) = -(10,03 \times 1 + 1,4) = -11,43 \text{ KN}$$

**Note :** le signe (–) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

### III.3.3. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de **15 cm** d'épaisseur.

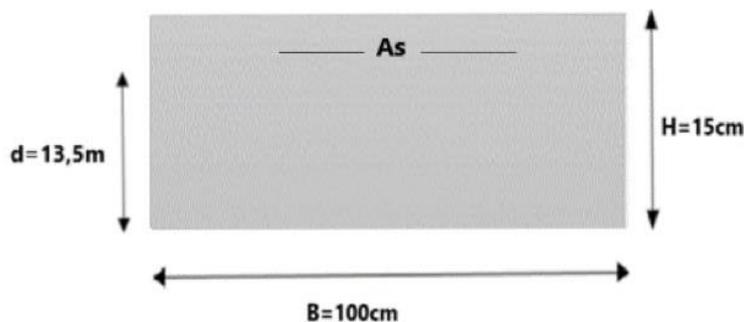
Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Soit :  **$M_u = -8,923 \text{ KN.m}$**      **$T_u = -15,956 \text{ KN}$**

**Application :**  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$

### a) Les armatures principales : Armature partie supérieure :



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1 :** Ferrailage de balcon

$M_u$ (KN. m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$As'$ ( $cm^2$ )	$\alpha$	Z (mm)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_{adps}$ ( $cm^2$ )	Esp (cm)
8,923	0,028	Oui	0	0,035	133,11	1,542	5T12	5,65	20cm

### b. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On adopte } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2, S_t = 25 \text{ cm}$$

### c. vérifications (ELU) :

#### c.1) Condition de non fragilité du béton (ART B.7.4/BAEL91) :

$$A_{smin} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

#### c.2) Ecartement des barres (BAEL91/art B.8.2.42) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$S_t \leq \text{Min} (33\text{cm}; 3h) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq (33\text{cm}; 45\text{cm}) \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Les armature de répartition : } S_t \leq \text{Min} (45\text{cm}; 4h) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq (45\text{cm}) \quad \text{Vérifiée}$$

#### c.3) Vérification a l'effort tranchant : on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{N_u}{b \times d} \leq \tau_u(\text{barre}) = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15,956 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,118 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(\text{barre}) = \min \left( 0,15 \times \frac{30}{1,5} = 3\text{MPa}; 4\text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,118 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

### III.3.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

#### - Vérification des contraintes :

$$M_{ser} = 6,415 \text{ KN.m/ml} \quad \text{La fissuration est préjudiciable ; il faut que :}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_s(\text{barre})$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; \max(0,5 \times 500; 110\sqrt{1,6 \times 2,6})\right) = \sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$Y : \text{ est calculé a partir de l'équation : } \frac{b}{2}y^2 + n \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$

$$I : \text{ est calculé a partir de l'équation : } \frac{b}{3}y^3 + n \times A'_s(y - c')^2 - n \times A_s(d - y)^2 = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

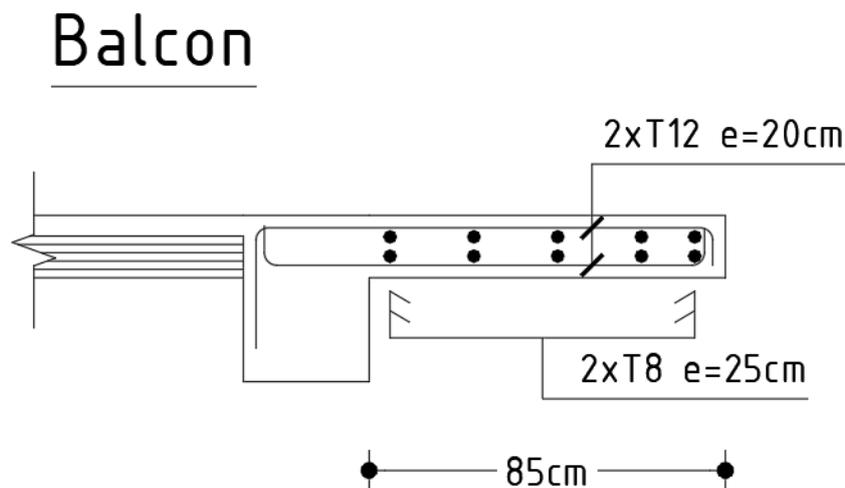
**Tableau III.2 : Vérification des contraintes**

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
6,415	5,65	4,01	9781,97	2,630	Vérifiée	93,35	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{At}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1} = 0,15 \geq 0,0625 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 \leq 0,084 \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

### III.3.5. Schéma de Ferrailage :



**Figure III.8 : Ferrailage du Balcon**

### III.3.6. Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

**Armature principale :**  $A_s = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$  esp = 20 cm

**Armature de répartition :**  $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  esp = 25 cm

### III.4. Etude des planchers :

#### III.4.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure, à savoir :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre structure, nous avons deux type de plancher : **plancher dalle pleine et corps creux.**

#### III.4.2. Plancher en dalle pleine :

Dans notre structure, les différentes dalles pleines reposent sur 4 appuis, pour la plus sollicitée du sous-sol.

##### III.4.2.1. Évaluation des charges :

$$G = 6,53 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 16,315 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11,53 \text{ KN/m}^2$$

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,10}{7,38} = 0,69 \geq 0,4 \quad \text{Donc la dalle pleine travaille dans les deux sens.}$$

##### III.4.2.2. Calcul des moments :

$$\rho = 0,69 \Rightarrow \mu_x = 0,0697$$

$$\mu_y = 0,4181$$

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 29,577 \text{ KN.m}$

### CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x = 12,366 \text{ KN.m}$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 22,183 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 9,275 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x = -14,789 \text{ KN.m}$$

#### III.4.2.3. Ferrailage de la dalle :

$B=100\text{cm}$ ,  $h=15\text{cm}$ ,  $d=0,9 \times h=13,5\text{cm}$ ,  $F_e=500 \text{ MPa}$ ,  $F_{c28}=30\text{MPa}$

$$F_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.3 : Ferrailage de la dalle pleine**

	sens	Mu (KN.m)	$\mu$	As' ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z (cm)	As ( $\text{cm}^2$ )	Choix	A <sub>adps</sub> ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	22,183	0,072	0	0,093	12,998	3,925	5T12	5,65	20
	y-y	9,275	0,030	0	0,038	13,295	1,605	5T12	5,65	20
<b>Appuis</b>	x-x	-14,789	0,048	0	0,062	13,165	2,584	5T12	5,65	20

- Espacement :

- Sens X-X :  $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  **Vérifiée**

- Sens Y-Y :  $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  **Vérifiée**

### III.4.2.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \times f_{c28}$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_x + l_y} = \frac{16,315 \times 5,10 \times 7,38}{2 \times 5,10 + 7,38} = 34,930 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{16,315 \times 5,10}{3} = 27,736 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max (T_x, T_y) = 34,930 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{34,930 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,259 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

### III.4.2.5. Vérifications à l'ELS :

**a. Evaluation des sollicitations a l'ELS :**

$$p = 0,69 \Rightarrow \mu_x = 0,0755$$

$$\mu_y = 0,5704$$

$$M_x = \mu_x q_s L x^2 = 22,642 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,915 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 16,982 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 9,686 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -11,321 \text{ KN.m}$$

**b. Vérification des contraintes :**

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

**Tableau III.4 : Vérification des contraintes**

	sen s	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As' (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérificatio n	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	16,982	5,65	4,01	9781,97	6,962	18	<b>Vérifiée</b>	247,13	250	<b>Vérifiée</b>
	y-y	9,686	5,65	4,01	9781,97	3,971	18	<b>Vérifiée</b>	140,95	250	<b>Vérifiée</b>
Appuis	x-x	-11,321	5,65	4,01	9781,97	4,641	18	<b>Vérifiée</b>	164,75	250	<b>Vérifiée</b>
	y-y										

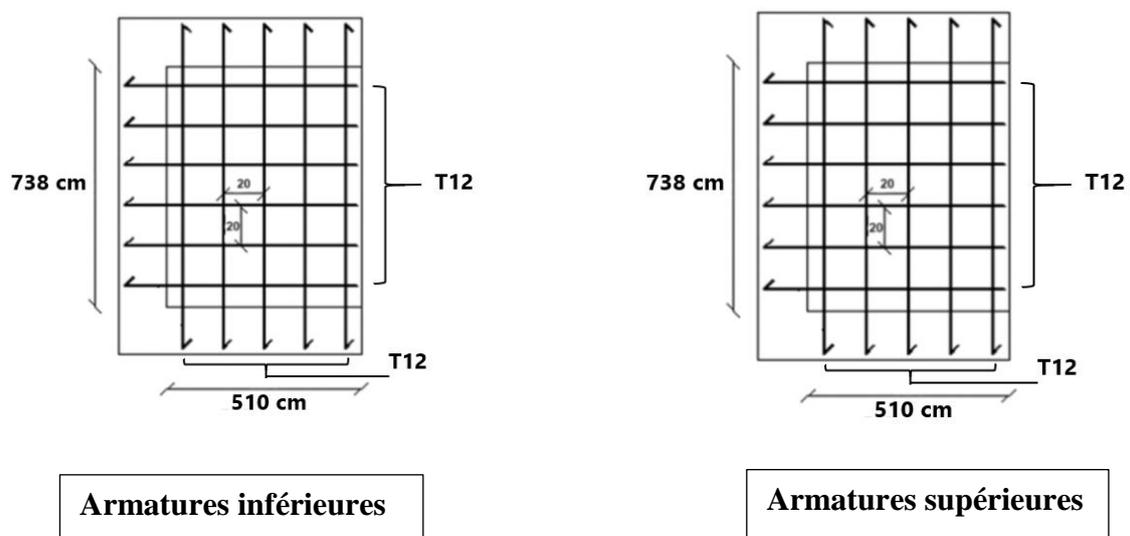
### c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ et } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1} = 0,15 \geq 0,0625 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{0,15}{1} = 0,15 \geq 0,037 \text{ et } 0,029 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,004 \leq 0,004 \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

On remarque que trois condition sont **vérifier**, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.4.2.6. Schéma de Ferrailage de la dalle pleine :



**Figure III. 9 : Ferrailage de la dalle pleine**

### III.4.3. Plancher en dalle corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**, calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle
- La table de compression

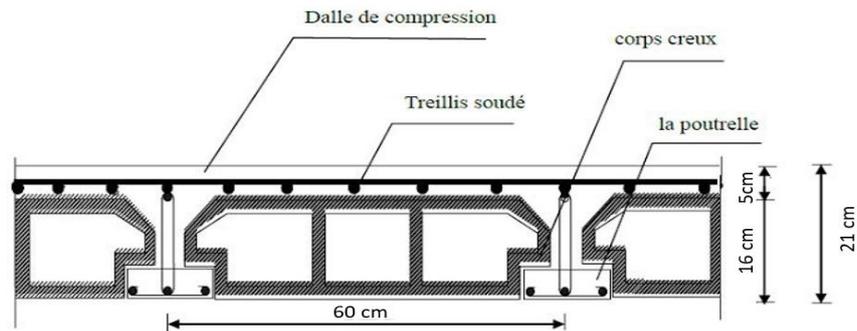


Figure III. 10 : Coupe du plancher en corps creux

#### III.4.3.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce type de plancher est constitué d'élément porteur poutrelles et l'élément de remplissage corps creux de dimensions ( $16 \times 21 \times 60$ ) avec une dalle de compression de **5 cm** d'épaisseur.

#### III.4.3.2. Etude des poutrelles :

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

On opte pour :  $h=21\text{cm}$ ,  $h_0=5\text{cm}$ ,  $b=60\text{cm}$ ,  $b_0=12\text{cm}$

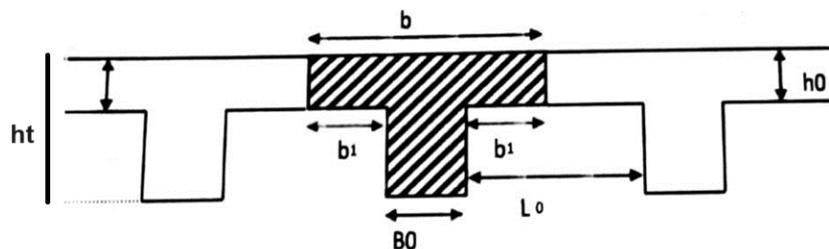
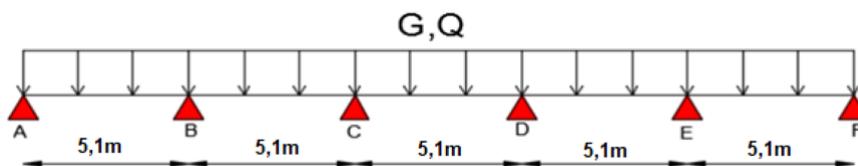


Figure III. 11 : Schéma d'une poutrelle

**5 travées:**



**III.4.3.3. Calculs des poutrelles :** le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

**a. 1<sup>er</sup> étapes de calcul « avant le coulage » :**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur elle support :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille  $Q = 1\text{KN}/m^2$ .

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivant :

**a.1. Evaluation des charges et surcharges :**

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de poutrelle : .....  $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : .....  $0,6 \times 0,21 \times 14 = 1,764 \text{ KN/ml}$

---


$$G = 1,914 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation du chantier :  $1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$

### a.2. Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,484 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G + Q = 2,514 \text{ KN/ml}$$

### a.3. Calcul des moments : $L = 5,1\text{m}$

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,484 \times 5,1^2}{8} = 11,327 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,514 \times 5,1^2}{8} = 8,174 \text{ KN/ml}$$

### a.4. Ferrailage : La poutre est sollicitée simple à l'ELU

$$M_u = 11,327 \text{ KN/ml}; b = 12\text{cm}; d = 0,9h_0 = 4,5\text{cm}; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après l'organigramme à la flexion simple on a : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,327 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 17} = 2,741 > \mu_R = 0,375 \Rightarrow A_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

### b. 2<sup>ème</sup> étapes de calcul « après le coulage » de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

#### b.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

##### Plancher terrasse :

$$\text{Charge permanente : } G = 6,52 \times 0,60 = 3,912 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN/ml}$$

##### Plancher courant :

$$\text{Charge permanente : } G = 5,57 \times 0,6 = 3,342 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN/ml}$$

### - b.2. Combinaison des charges :

#### Plancher terrasse :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,181 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4,512 \text{ KN/ml}$$

#### Plancher courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,862 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4,242 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :** le plancher terrasse est le plus sollicité

### b.3. Calcul des efforts forfaitaire :

#### b.3.1. La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation  $Q$  ne doit pas dépasser le double des charges permanentes

$$\ll 2 \times G \gg \text{ ou bien } 5 \text{ KN/m}^2. \quad Q \leq \text{Max} ( 2G \text{ et } 5 \text{KN/m}^2 )$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre **0,8** et **1,25**, la fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :** On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\text{a- } M_t \geq M_{\text{Max}} \left\{ \begin{array}{l} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{array} \right\} - \frac{M\omega + Me}{2}$$

$$\text{b- } M_t \geq M_{\text{Max}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{array} \right.$$

- **Pour les appuis :**

$$M_a \geq 0,6M_0 \quad \text{Poutre a deux travées}$$

$$M_a \geq 0,5M_0 \quad \text{appuis voisin des appuis de rive}$$

$M_a \geq 0,4M_0$  appuis de intermédiaires

Avec :

$M_t$  : Moment en travée.

$M_\omega$  : Moment max sur l'appui gauche.

$M_e$  : Moment max sur l'appui droit.

$M_a$ : Moment à l'appui.

$M_0$  : Moment isostatique :  $M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$  « KN .m »

$$T_\omega = T_{0+} + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_{0+} + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

$T_\omega$ : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e$  : effort tranchant à droite de la travée.

### **b.3.2. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

a)  $Q = 0,6 \text{ KN/ml}$        $2G = 2 \times 3,912 = 7,824 \text{ KN/ml}$

$0,6 \text{ KN/ml} \leq (7,824 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml})$  **Condition vérifier**

b) Calcul des sollicitations : L'inertie est constante pour toutes les travées. **Condition vérifier**

- $0,8 < \left(\frac{LAB}{LBC}\right) < 1,25 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25$  **Condition vérifier**
- $0,8 < \left(\frac{LBC}{LCD}\right) < 1,25 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25$  **Condition vérifier**
- $0,8 < \left(\frac{LCD}{LDE}\right) < 1,25 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25$  **Condition vérifier**
- $0,8 < \left(\frac{LDE}{LEF}\right) < 1,25 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25$  **Condition vérifier**

La fissuration est peu nuisible **Condition vérifier. Donc la méthode forfaitaire est applicable.**

### **III.4.3.4. Calcul des moments :**

$$\alpha = \frac{0,60}{3,912 + 0,60} = 0,133$$

**Poutre a 5 travées :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.181 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G+Q = 4,512 \text{ KN/ml}$$

• **ELU :**

$$M_0 \text{ AB} = M_0 \text{ BC} = M_0 \text{ CD} = M_0 \text{ DE} = M_0 \text{ EF} = \frac{6,181 \times 5,1^2}{8} = 20,1 \text{ KN/ml}$$

- **Sur appuis :**

$$M_a = M_f = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5 \times M_{\max} = 0,5 \times 20,1 = 10,05 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 20,1 = 8,04 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 20,1 = 8,04 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5 \times M_{\max} = 0,5 \times 20,1 = 10,05 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

On utilise a et b pour AB et EF (**travée de rive**) :

- **Travées AB :**

$$\text{a) } M_t \text{ AB} \geq 1,05 \times 20,1 - \left( \frac{0+10,05}{2} \right) = 16,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ AB} \geq \frac{1,24}{2} \times 20,1 = 12,462 \text{ KN.m}$$

- **Travées EF :**

$$\text{a) } M_t \text{ EF} \geq 1,05 \times 20,1 - \left( \frac{10,05+0}{2} \right) = 16,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ EF} \geq \frac{1,24}{2} \times 20,1 = 12,462 \text{ KN.m}$$

On utilise a et b pour BC, CD et DE (**travée intermédiaire**) :

- **Travées BC :**

$$\text{a) } M_t \text{ BC} \geq 1,05 \times 20,1 - \left( \frac{10,05+8,04}{2} \right) = 12,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ BC} \geq \frac{1,04}{2} \times 20,1 = 10,452 \text{ KN.m}$$

- Travées CD :

$$\text{a) } M_t \text{ CD} \geq 1,05 \times 20,1 - \left( \frac{8,04+8,04}{2} \right) = 13,065 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ CD} \geq \frac{1,04}{2} \times 20,1 = 10,452 \text{ KN.m}$$

- Travées DE :

$$\text{a) } M_t \text{ DE} \geq 1,05 \times 20,1 - \left( \frac{8,04+10,05}{2} \right) = 12,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ DE} \geq \frac{1,04}{2} \times 20,1 = 10,452 \text{ KN.m}$$

• **ELS** :

$$M_0 \text{ AB} = M_0 \text{ BC} = M_0 \text{ CD} = M_0 \text{ DE} = M_0 \text{ EF} = \frac{4,512 \times 5,1^2}{8} = 14,67 \text{ KN/ml}$$

- Sur appuis :

$$M_a = M_f = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5 \times M_{\max} = 0,5 \times 14,67 = 7,335 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 14,67 = 5,868 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 14,67 = 5,868 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5 \times M_{\max} = 0,5 \times 14,67 = 7,335 \text{ KN.m}$$

- En travées :

On utilise a et b pour AB et EF (**travée de rive**) :

- Travées AB :

$$\text{a) } M_t \text{ AB} \geq 1,05 \times 14,67 - \left( \frac{0+7,335}{2} \right) = 11,736 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ AB} \geq \frac{1,24}{2} \times 14,67 = 9,10 \text{ KN.m}$$

- Travées EF :

$$\text{a) } M_t \text{ EF} \geq 1,05 \times 14,67 - \left( \frac{7,335+0}{2} \right) = 11,736 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ EF} \geq \frac{1,24}{2} \times 14,67 = 9,10 \text{ KN.m}$$

### CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

---

On utilise a et b pour BC, CD et DE (**travée intermédiaire**) :

**- Travées BC :**

$$\text{a) } M_t \text{ BC} \geq 1,05 \times 14,67 - \left( \frac{7,335+5,868}{2} \right) = 8,802 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ BC} \geq \frac{1,04}{2} \times 14,67 = 7,628 \text{ KN.m}$$

**- Travées CD :**

$$\text{a) } M_t \text{ CD} \geq 1,05 \times 14,67 - \left( \frac{5,868+5,868}{2} \right) = 9,536 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ CD} \geq \frac{1,04}{2} \times 14,67 = 7,628 \text{ KN.m}$$

**- Travées DE :**

$$\text{a) } M_t \text{ DE} \geq 1,05 \times 14,67 - \left( \frac{5,868+7,335}{2} \right) = 8,802 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_t \text{ DE} \geq \frac{1,04}{2} \times 14,67 = 7,628 \text{ KN.m}$$

**- Effort tranchent :**

**- Travées AB :**

$$T\omega = \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{0-10,05}{5,1} = 13,79 \text{ KN/m}$$

$$T_e = - \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{0-10,05}{5,1} = -17,732 \text{ KN/m}$$

**- Travées BC :**

$$T\omega = \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{10,05-8,04}{5,1} = 16,156 \text{ KN/m}$$

$$T_e = - \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{10,05-8,04}{5,1} = -15,367 \text{ KN/m}$$

**- Travées CD :**

$$T\omega = \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{8,04-8,04}{5,1} = 15,761 \text{ KN/m}$$

$$T_e = - \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{8,04-8,04}{5,1} = -15,761 \text{ KN/m}$$

- Travées DE :

$$T\omega = \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{8,04 - 10,05}{5,1} = 15,367 \text{ KN/m}$$

$$T_e = - \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{8,04 - 10,05}{5,1} = -16,156 \text{ KN/m}$$

- Travées EF :

$$T\omega = \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{10,05 - 0}{5,1} = 17,732 \text{ KN/m}$$

$$T_e = - \frac{6,181 \times 5,1}{2} + \frac{10,05 - 0}{5,1} = -13,79 \text{ KN/m}$$

### III.4.3.5. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle **le plus défavorable** c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

- Les efforts maximaux sur appuis et en travées sont :

- **Ferrailage en travée :**

$h=21 \text{ cm}$ ;  $h_0=5\text{cm}$ ;  $b=60\text{cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ ;  $d=0,9 \times h=18,9 \text{ cm}$ ;  $F_{bc}=17 \text{ MPa}$ ;  $F_e=500 \text{ MPa}$

$F_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $F_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « **Té** » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est

Dans la table :

Si  $\mu < \mu_{ab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.

Si  $\mu > \mu_{ab}$  : l'axe neutre est la table ou dans la nervure.

On a:  $M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left\{ d - \frac{h_0}{2} \right\} = 83,64 \text{ KN.m}$

**$M_{tu} < M_{tab}$**  Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul

Comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «  $b$  ».

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( **$b \times h$** ) en flexion simple.

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

**Tableau III.5 :** Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

Mtu (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As'	$\alpha$	Z (cm)	As(cm <sup>2</sup> )	As (choix) (cm <sup>2</sup> )
16,08	0,044	oui	0	0,056	18,48	1,96	2,36

**- Condition de non Fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,25 \text{ cm}^2; 1,96 \text{ cm}^2\} = 1.96 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix 3T10 (As=2.36 cm}^2\text{)}$$

**- Ferrailage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{\max} = 10,05 \text{ KN.m} < M_{tab} = 83,64 \text{ KN.m}$  L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**bo x h**) en flexion simple

**Tableau III.6 :** Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

Mau (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As'	$\alpha$	Z (cm)	As(cm <sup>2</sup> )	As (choix) (cm <sup>2</sup> )
10,05	0,028	oui	0	0,036	18,63	1,24	1,57

**- Condition de non Fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,25 \text{ cm}^2; 1,24 \text{ cm}^2\} = 1.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix 2T10 (As=1,57 cm}^2\text{)}$$

**III.4.3.6. Vérifications :**

**- Effort tranchant :** Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 17,732 \text{ KN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\tau\mu = \text{Min} \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau\mu = \frac{TU}{b_0 \times d} = \frac{17,732 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,782 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Au voisinage des appuis :**

**a. Appuis de rive :**

**a.1. Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \times b_0 \times d} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{17,732 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,869 \text{ MPa} \leq 0,4 \times \frac{30}{1,5} = 8 \text{ MPa}$$

**a.2. Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\gamma_s} = 0,40 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**b. Appuis intermédiaires :**

**b.1. Vérification de la compression de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{16,156 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,791 \text{ MPa} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa}$$

**b.2. Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u \max - \frac{M}{0,9 \times d}}{\sigma_s} = 1,37 \quad \text{vérifier}$$

**c. Vérification des contraintes :**

**c.1. Vérification des contraintes des armatures :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**c.2. Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

**Tableau III.7:** Vérification de la contrainte de béton

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y(cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Travées</b>	11,736	2,36	4,17	9131,075	5,36	Vérifiée
<b>Appuis</b>	7,335	1,57	3,48	6442,518	3,96	Vérifiée

**Avec:**

$h=21cm$ ;  $b_o=12cm$ ;  $d=18.9cm$ ;  $L=5,1m$ ;  $M_{ser}=11,736$  KN.m;  $M_o=14,67$  KN.m;  $A_s=2.36cm$ ;  
 $F_e=500MPa$ .

### d. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0,21}{5,1} = 0,041 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Donc n'est pas vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0104 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 \text{ Vérifier}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0,21}{5,1} = 0,041 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11,736}{10 \times 14,67} = 0,08 \text{ Donc n'est pas vérifier}$$

- **Remarque :** Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche totale.

$$\text{La flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

**Tel que :**  $\bar{f} = 0,5 \times \frac{L}{1000}$  si  $L \geq 5m$  et  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  si  $L \leq 5m$  selon (BAEL91 Article B.6.4.3).

$$\text{Donc : } \bar{f} = 0,5 + \frac{510}{1000} = 1,01 \text{ cm}$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**e1. Position de l'axe neutre « y1 » :**

$$y1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0(\frac{h-h_0}{2} + h_0) + 15Asd}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15As} = 7,42\text{cm}$$

**e2. Moment d'inertie de la section totale homogène « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y1)^3 - \frac{b-b_0}{3} (h - y1)^3 + 15As(h - y1)^2 = 13296,73 \text{ cm}^4$$

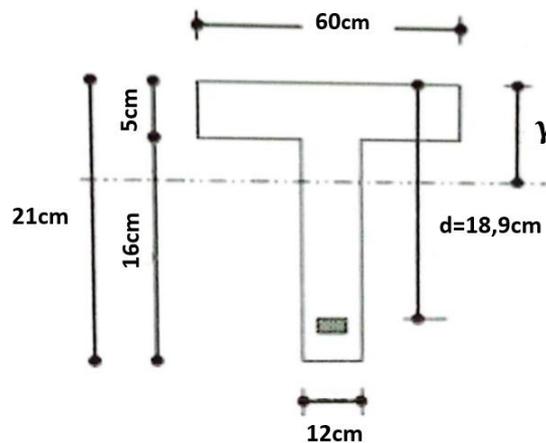
**e3. Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu}$$

**Avec :**  $\lambda_i = \frac{0,05 \times ft28}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 4,62$  **Pour la déformation instantanée.**

$\lambda_v = \frac{0,02 \times ft28}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 1,85$  **Pour la déformation différée.**

$\delta = \frac{As}{b_0 \times d}$  Pourcentage des armatures.



**Figure III. 12 : Position e l'axe neutre**

$$\mu = 1 - \frac{1,75ft28}{4\delta\sigma_s + ft28}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{Mser}{As \times d}$$

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III.8** : calcul de la flèche

M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
11,736	2,36	4,17	0,01	263,12	4,62	1,85	0,67	13296,73	8757,67	7961,51

### e4. Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_c 28)^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_c 28)^{\frac{1}{3}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

### e5. Calcul de la flèche due aux déformation instantanées :

$$F_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 1 \text{ cm}$$

### e6. Calcul de la flèche due aux déformation différées :

$$F_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 1,7 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 1,7 - 1 = 0,7 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,01 \text{ cm} \quad \text{vérifier}$$

### e7. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

Fe=235Mpa

- Selon (RPA99 version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \times b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12 \varnothing 1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone nodale} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm zone nodale} \\ S_t \leq 10,5 \text{ cm zone nodale} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \text{Min} \left( \frac{h}{4}; \varnothing t; \frac{b}{10} \right)$$

∅t : Diamètre minimum des armatures longitudinales. ∅t ≤ Min ( 0,6cm; 1cm; 6cm)

on adopte : ∅t = 6 mm on prend : ∅t = 8 mm

- Choix des armatures :

On adopte :  $A_t = 2\emptyset 8 = 1,005 \text{ cm}^2$

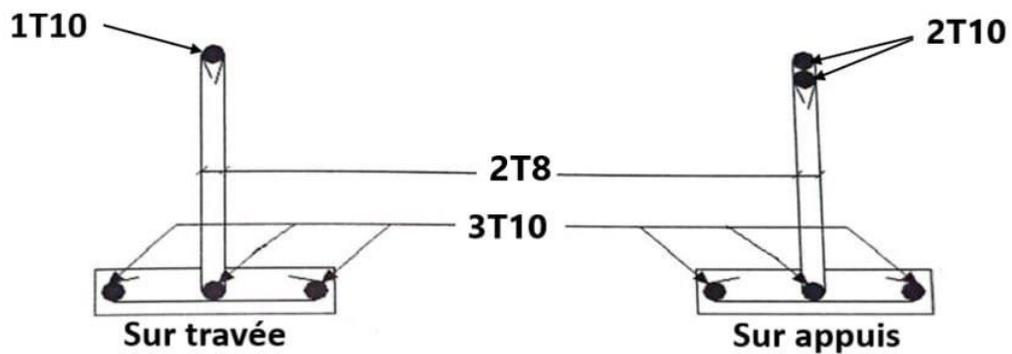
- Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,036 \Rightarrow s_t \leq 15,55$$

$s_t = 5$  Zone nodale

$s_t = 10$  Zone courante

### III.4.3.7. Schéma de ferrailage des poutrelles :



**Figure III. 13 :** Ferrailage des poutrelles

### III.5. Les escaliers :

**III.5.1. Introduction :** C'est Elément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

**III.5.2. Définition des éléments d'un escalier :** Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** la partie horizontale.
- **La hauteur de marche :** est différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **Le contre marche :** la partie verticale d'une marche.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est l'horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contre marches successives.
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Palier :** la dalle horizontale à la fin ou début de la paillasse.
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** l'espace qui est lissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- **La ligne de foulée :** est la plus contre des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités.
- **L'échappée :** la hauteur de volée.
- **Paillasse :** la dalle inclinée qui se situe sous les marches.

### III.5.3. Dimensionnements :

- **On fait les calculs pour un escalier d'étage courant de 4 volées :**

Pour les dimensions des marches 'g' et contre marches 'h', on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :  $59cm \leq 2h + g \leq 66cm$

**h :** Hauteur de la marche.

**g :** La longueur de la marche

**L :** Longueur horizontale de la paillasse

**H :** Hauteur verticale de la paillasse.

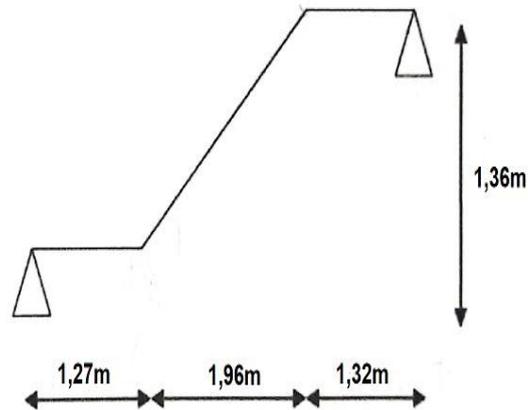


Figure III. 14 : Schéma statique de 3<sup>ème</sup> volée

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir selon la formule de Blonde :

$$\ll 2h + g = 64 \gg$$

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - 620n + 620$$

$$n_1 = 0.62 \text{ refusé}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

➤ Le nombre de contre marche **n=9**

➤ Le nombre de marche **n=8**

Alors :

$$h = \frac{Ht}{n} = \frac{360}{21} = 17\text{cm}$$

Pour la première volée on a 7 contre marche  $\Rightarrow$  6 marches pour volée n1

Pour la deuxième et troisième volée on a 3 contre marche  $\Rightarrow$  2 marches pour volée n°2 et 4

Pour la Quatrième volée on a 8 contre marche  $\Rightarrow$  7 marches pour volée n°3

$$g_1 = \frac{L}{n-1} = \frac{196}{8-1} = 28\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{56}{3-1} = 28\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{168}{7-1} = 28\text{cm}$$

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
1 <sup>ère</sup>	28cm	6	168
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>		2	56
4 <sup>ème</sup>		7	196

a) Vérification de l'équation de « *BLONDEL* » :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm} \\ 16 \leq h \leq 18\text{cm} \\ 22 \leq g \leq 33\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 28\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée.}$$

Pallasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 455\text{ cm}$$

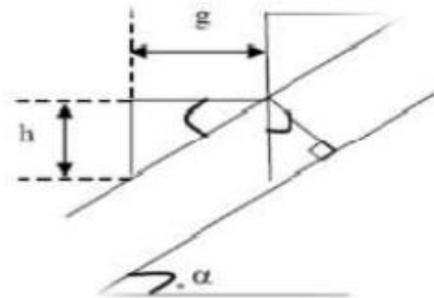
$$\frac{455}{30} \leq e_v \leq \frac{455}{20} \Rightarrow 15,16\text{cm} \leq e_v \leq 22,75\text{cm}$$

Donc on prend :  $e_v = e_p = 20\text{cm}$

**NB** : le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

- L'inclinaison de la paillasse :

b) Angle d'inclinaison de la paillasse :



$$\text{Tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ$$

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

### III.5.4 Évaluation des charges :

Tableau III.9 : Palier

Matière	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Marbre antique	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0,40
Couche de sable	3	18	0,54
Dalle en BA	15	25	5
Enduit en ciment	2	20	0.4
<b>Charge permanente G</b>			<b>6,78 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.10 : Paillasse

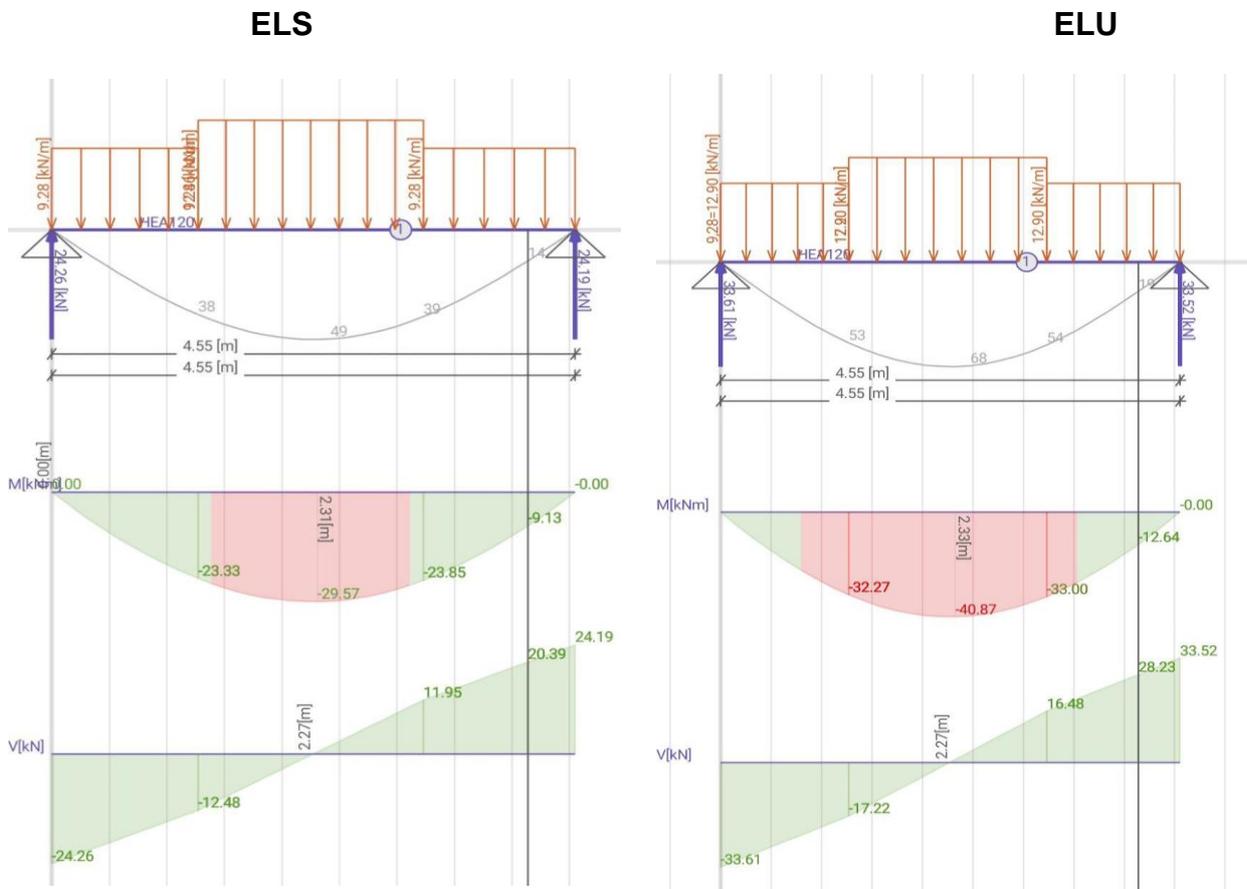
N°	Composants	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,03	0.54
4	Marche	25	0,17	$(\frac{0,17}{2}) \times 25 = 2,125$
5	Paillasse	25	0,2	$\frac{25 \times 0,2}{\cos(31,26)} = 5,85$
6	Enduit en ciment	20	0,02	0,4
7	Garde-corps			0,2
<b>Charge permanente G</b>				<b>G= 9,96 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

### III.5.5 Combinaison des charges :

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
<b>Palier</b>	6,78	2,5	12,903	9,28
<b>Paillasse</b>	9,96	2,5	17,196	12,46

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

- **Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à ELU et ELS** : a été faite en utilisant logiciel **Beam Design**



### III.5.6. Ferrailage d'escalier :

Le calcul ce fait pour une section rectangulaire de dimension (**b**×**h**) : **b= 100 cm ; h= 20cm**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de la longueur

On a:  $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ;  $f_{bc} = 1 \text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_b = 1,5$ ;  $\gamma_s = 1,5$ ;  $F_e = 500 \text{ MPa}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  
 $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$

- **Ferrailage a ELU :**

$$M_{\max} = 40,84 \text{ KN.m} ; N_{\max} = 33,61 \text{ KN.ml}$$

- **Appuis :**

$$M_{au} = 0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 40,87 = 12,261 \text{ KN.m}$$

- **Travée :**

$$M_{au} = M_{\max} = 40,87 = 40,87 \text{ KN.m}$$

Tableau III.11 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis et travée

	Mu (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As'	$\alpha$	Z (cm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	12,261	0,022	Oui	0	0,028	17,8	1,58	5T12	5,65
Appuis	40,87	0,074	Oui	0	0,096	17,3	5,43	7T12	7,52

- Espacements :

En travée :  $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

En appuis :  $esp = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

En travée :

$Ar = \frac{As}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on prend **5T10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** et un esp = 20 cm

En appuis :

$Ar = \frac{As}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on prend **5T10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** et un esp = 20 cm

**III.5.7. Les vérifications:**

- Condition de non Fragilité : (BAEL91, Article A.4.2.1) :

$As^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 1,98 \text{ cm}^2$

En travée :  $As = 5,65 \text{ cm}^2 > As^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2$

En appuis :  $As = 7,92 \text{ cm}^2 > As^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2$

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : **Tu<sup>max</sup> = 24,26 KN** selon (BAEL91, Article A.5.1.1).

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :  $\tau_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$  **Fissuration peu préjudiciable.**

$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{33,61 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$  **vérifiée**

### CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

#### - Vérification des armatures transversales (BAEL91, Article A.5.2.2) :

$\tau\mu = \frac{T_u}{b \times d} = 0,187 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$  Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

#### - Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

#### - Vérification des contraintes du béton :

##### - Position de l'axe neutre :

$Y$  : est calculé a partir de l'équation :  $\frac{b}{2}y^2 + n \times A'_s(y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$

##### - Moment d'inertie :

$I$  : est calculé a partir de l'équation :  $\frac{b}{3}y^3 + n \times A'_s(y - c')^2 - n \times A_s (d - y)^2 = 0$

Avec :  $n = 15$ ;  $d = 18 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.12 : Vérification des contraintes**

	$M_{ser}$ (KN. m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$Y$ (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} barr$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
<b>Travées</b>	29,57	7,92	5,45	24107,25	7,6	18	Vérifiée
<b>Appuis</b>	8,87	5,65	4,74	18451,27	2	18	Vérifiée

### - Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0,2}{4,55} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Donc n'est pas vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = 0,0044 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 \text{ Vérifier}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0,21}{5,1} = 0,041 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{29,57}{10 \times 29,57} = 0,1 \text{ Donc n'est pas vérifier}$$

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche totale.

### - Vérification de la flèche :

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times l^4}{E_v \times I} \leq \frac{l}{500}$$

Avec :

$$E_v = 3700(f_c 28)^{\frac{1}{3}} = 11496,76 \text{ MPa} \quad (\text{modules de déformation})$$

$$Q_{\max} = \max(Q_{\text{paillasse}}; Q_{\text{palier}}) = \max(12,46 ; 9,28) = 12,60 \text{ KN/ml}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I<sub>0</sub> » :

$$I = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (v_1 - C)^2$$

$$V_1 = \left( \frac{S_{xx}}{B_0} \right) \quad \text{Avec : } S_{xx} : \text{moment statique}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_s \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 18 = 22138,4 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 A_s = 100 \times 20 + (15 \times 7,92) = 2118,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \left( \frac{22138,4}{2118,8} \right) = 10,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,44 = 9,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (10,44^3 + 9,56^3) + 15 \times 7,92 (9,56 - 3)^2 = 72166,27 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{12,46 \times 455^4}{11496,76 \times 10^3 \times 72166,27} = 0,0083 \text{ cm} \leq \frac{455}{500} = 0,91 \text{ cm} \text{ vérifieur}$$

III.5.8. Schéma de ferrailage d'escalier :

Ferrailage Escalier

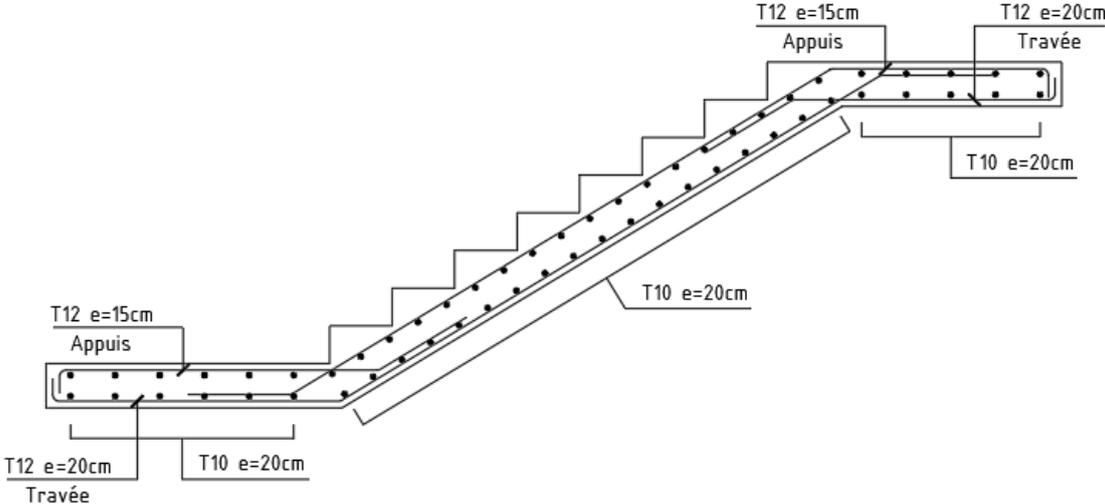


Figure III.15 : Ferrailage d'escalier

Coffrage Escalier

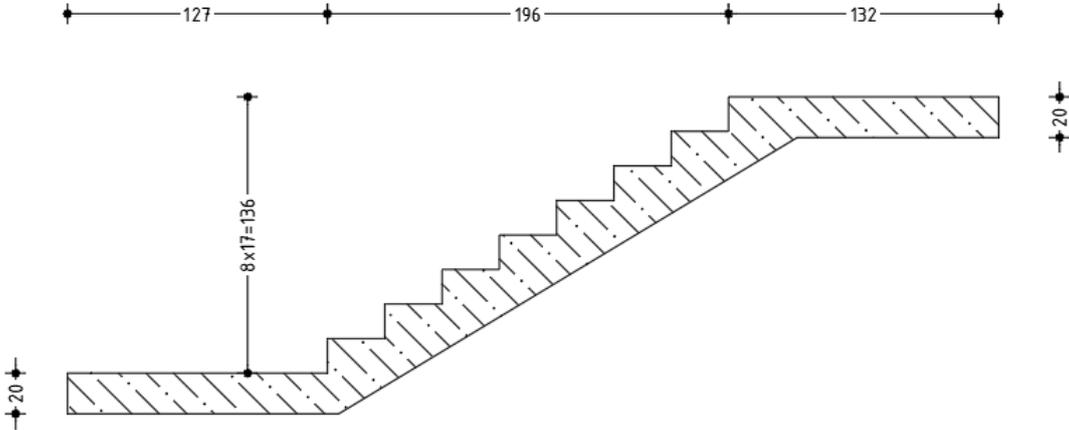


Figure III.16 : Coffrage d'escalier

# **CHAPITRE IV**

## **ÉTUDE DYNAMIQUE**

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

Etant donné l'activité sismique qui peut se produire à n'importe quel moment, provoquant par conséquence, d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde des vies humaines pour une secousse donnée. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit permettre de limiter les destructions et, voir les pertes économiques.

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V20** qui est un logiciel de calcul de structure.

### **IV.2. Etude sismique :**

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.3. Modélisation de rigidité :**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué 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 différent niveaux (niveau  $i$  et niveau  $i+1$ ).

- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds qui sera par la suite divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leurs plans pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (*6 DDL* bloqués).

### **IV.4. Modélisation de 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 les
- (**RPA99 version2003**) avec  $(\beta = 0,2)$  pour les bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5 t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier.

### **IV.5. Choix de la méthode de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99 version2003**) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
3. La méthode d'analyse modale spectrale.

#### **- La méthode modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, la hauteur de la structure dépassant 23 mètres selon (**l'article 4.1.2 du RPA99 v 2003**), une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

### 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 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{sec}$$

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

### b. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

#### - Coefficient d'accélération $A$ :

- Zone (III) D'après la classification sismique de wilaya de **Blida (RPA 99 v 2003)**.
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient  **$A=0.25$** . (Tableau 4.1)

#### - Coefficient de comportement global de la structure $R$ :

La valeur de  $R$  est déterminée selon le (tableau 4.3) du (RPA99 version 2003), en fonction du système de contreventement tel qu'il est spécifié dans (Article 3.4) du même document. Dans notre structure on a un système de contreventement en portiques et voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  **$R=5$** .

**- Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1 + 0,10 = 1,10 \quad (\text{Tableau 4.4 des RPA Version 2003}).$$

**Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité qu'est satisfait ou non.

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

**Tableau IV.1 : Pénalité Pq en fonction de critère de qualité**

	<b>Observation</b>
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00
$\sum P_q$	0.10

**- Facteur de correction d'amortissement « η » donné par a formule :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

Avec :

ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**Tableau 4.2)**. (**RPA99 v 2003**)

On prend :        **ξ = 10 %**

Donc : **η = 0,76**.

**- Période T1 et T2 du site considéré : (Tableau 4.7). (RPA99 v 2003)**

$$T1 = 0,15 \text{ s.}$$

$$T2 = 0,50 \text{ s.}$$

**- Spectre de réponse :**

Selon le RPA 99 v 2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur(  $g = 9,81N$  )

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

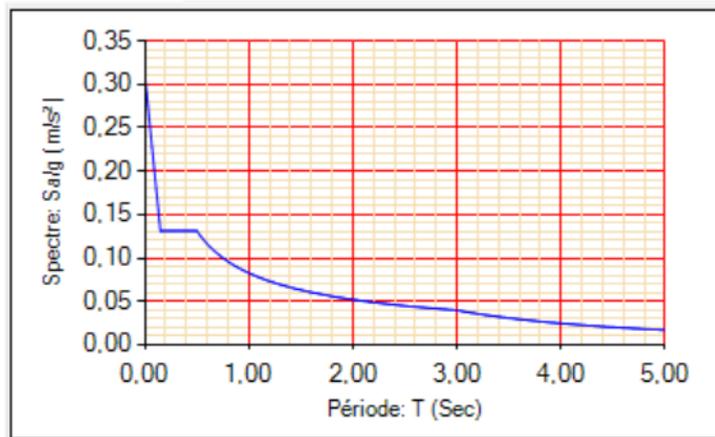
$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$Q$  : Facteur de qualité.

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



**Figure IV.1:** Diagramme de spectre de réponse

**IV.6. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :**

D'après les données obtenues lors du pré dimensionnement de la structure nous modélisons la structure avec **ETABS v20** et nous obtenons plusieurs modèles :

- **Model 1** : Modèle contreventé sans voiles avec des poteaux  $(50 \times 50)cm^2$  au RDC

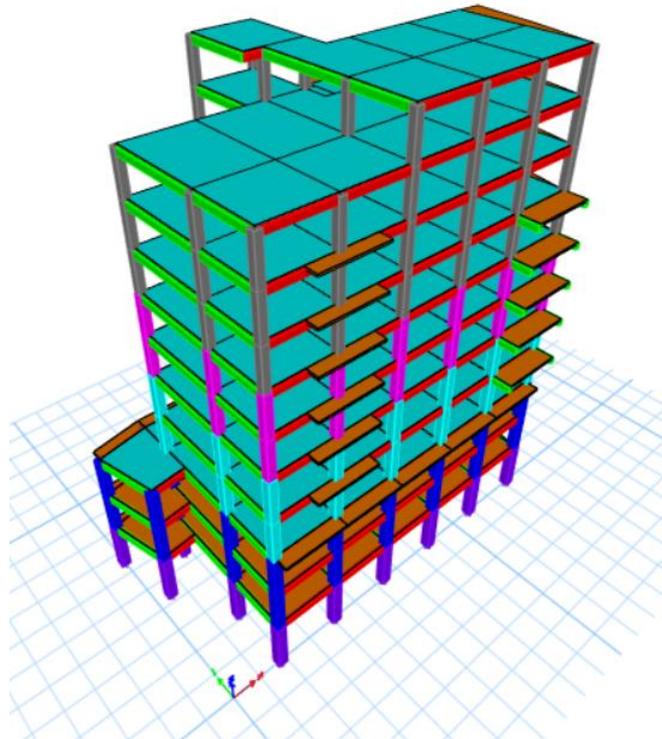


Figure IV. 2 : Vue 3D model 1 sans voiles

Tableau IV.2 : résultats de l'analyse du modèle 1

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,876	0,3985	0,2008	0	0,3985	0,2008
Modal	2	0,836	0,184	0,4881	0	0,5824	0,689
Modal	3	0,742	0,1127	0,0027	0	0,6952	0,6917
Modal	4	0,338	0,118	0,0218	0	0,8132	0,7135
Modal	5	0,334	0,0111	0,1276	0	0,8243	0,8411
Modal	6	0,306	0,0271	0,0074	0	0,8514	0,8485
Modal	7	0,213	0,02	0,0398	0	0,8714	0,8883
Modal	8	0,208	0,0426	0,0126	0	0,914	0,9009

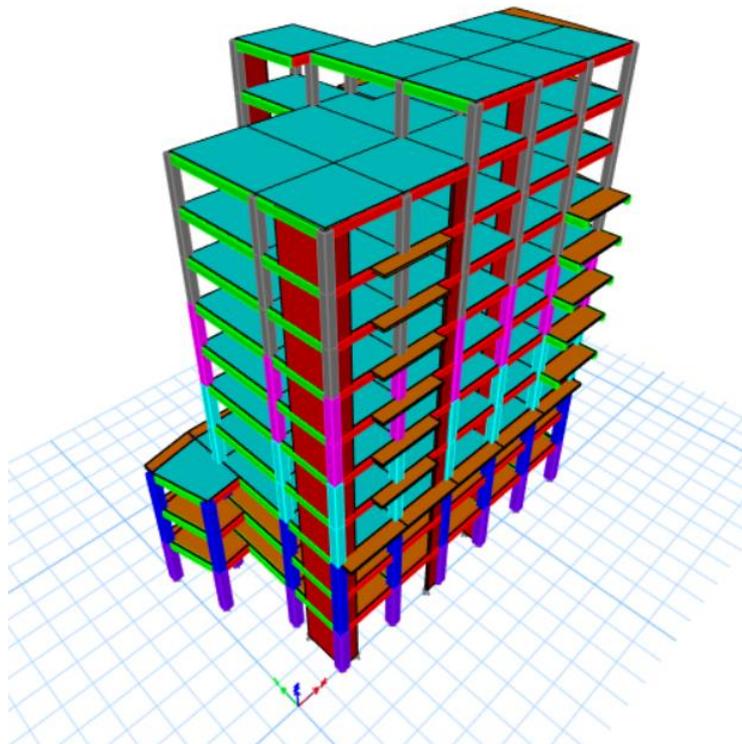
Période du modèle 1 :  $T_{ETABS} = 0,876$  s

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

- Une période fondamentale : **T=0,876 s**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode
- Le 1er mode est un mode de rotation.
- Le 2ème mode est un mode de rotation.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

Donc dans notre cas, on va ajouter des voiles de contreventement. Le (RPA99 v 2003) exige l'intégration des voiles dans le système de contreventement. Par conséquent, cette deuxième option sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure. Il est observé que la structure est très flexible, et l'ajout des voiles est requis selon les normes du (RPA99 v 2003) afin de la rigidifier.

- **Model 2 :** Modèle contreventé par des voiles avec des poteaux (50× 50)cm<sup>2</sup> au RDC



**Figure IV 3 :** Vue 3D model 2 avec voiles

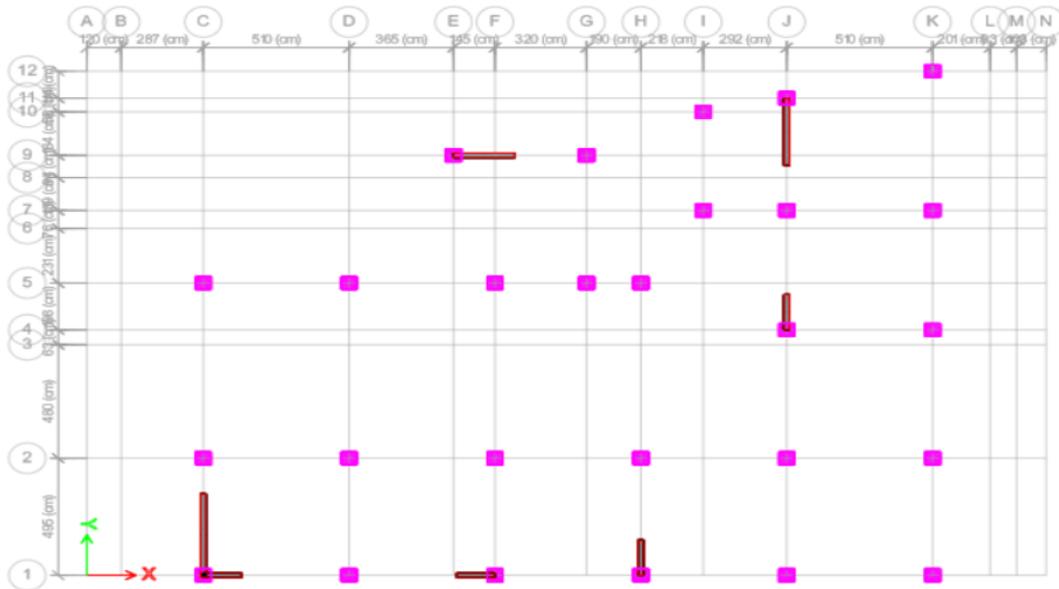


Figure IV.4 : Vue sur disposition des voiles

Tableau IV.3 : résultats de l'analyse du modèle 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,764	0,6796	0,0018	0	0,6796	0,0018
Modal	2	0,644	0,0035	0,5962	0	0,6831	0,5979
Modal	3	0,55	0,0026	0,0632	0	0,6857	0,6611
Modal	4	0,269	0,1534	0,0009	0	0,8391	0,6621
Modal	5	0,224	0,002	0,111	0	0,841	0,7731
Modal	6	0,155	0,0118	0,0454	0	0,8528	0,8185
Modal	7	0,147	0,0495	0,0039	0	0,9023	0,8224
Modal	8	0,129	0,0058	0,0437	0	0,9081	0,8661
Modal	9	0,11	0,012	0,018	0	0,9201	0,8841
Modal	10	0,084	0,0252	0,0001	0	0,9453	0,8842
Modal	11	0,082	0,004	0,0178	0	0,9494	0,902

Pas de torsion au niveau du mode 1 et 2  
 Pourcentage des masses > 90% en X et en Y dans le Mode 11

Période du modèle 2 :  $T_{ETABS} = 0,764$  s

CONSTATATIONS : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,764$  s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11<sup>ème</sup> mode
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2ème mode est un mode translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

**IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :**

Il faut vérifier le rapport :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3 \quad (\text{article 7.1.3.3 RPA99 v2003})$$

Avec :

- $N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- $B_c$  : Section du poteau
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton = 30.000 KN/m<sup>2</sup>

**Tableau IV.4 :** vérification de l'effort normale réduit model 2

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )			
<b>RDC</b>	50	50	2500	3001,056	0,400	Non Vérifiée
<b>1</b>	45	45	2025	2561,941	0,422	Non Vérifiée
<b>2</b>	45	45	2025	2140,264	0,352	Non Vérifiée
<b>3</b>	40	40	1600	1876,055	0,391	Non Vérifiée
<b>4</b>	40	40	1600	1616,5	0,337	Non Vérifiée
<b>5</b>	35	35	1225	1361,634	0,371	Non Vérifiée
<b>6</b>	35	35	1225	1114,202	0,303	Non Vérifiée
<b>7</b>	30	30	900	867,291	0,321	Non Vérifiée
<b>8</b>	30	30	900	620,750	0,23	Vérifiée
<b>9</b>	30	30	900	426,207	0,158	Vérifiée
<b>10</b>	30	30	900	225,757	0,084	Vérifiée

Puisque l'effort réduit n'a pas vérifié avec des poteaux  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ , on va garder la même disposition des voiles mais on augmente la section des poteaux ou l'effort normal n'est pas vérifié.

Tableau IV.5 : augmentation la section des poteaux

Niveau	RDC	2 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> étage
		1 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage
Section de poteau	70 × 70	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	50 × 50

- **Model 3** : Modèle contreventé par des voiles avec des poteaux  $(70 \times 70) \text{ cm}^2$  au RDC

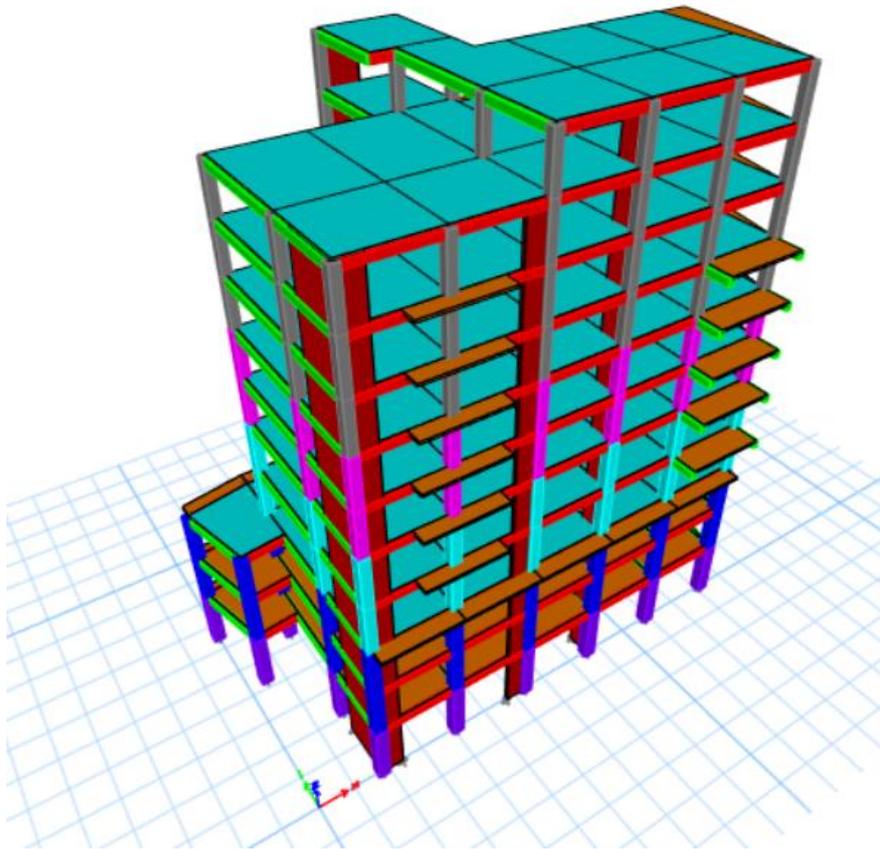


Figure IV.5 : Vue 3D modèle 3 avec voiles (modèle finale)

Tableau IV.6 : résultats de l'analyse du modèle 3 (modèle finale)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,683	0,6865	0,0007	0	0,6865	0,0007
Modal	2	0,574	0,0035	0,6048	0	0,69	0,6055
Modal	3	0,491	0,0092	0,072	0	0,6992	0,6775
Modal	4	0,23	0,144	0,0006	0	0,8432	0,6781
Modal	5	0,194	0,0023	0,1063	0	0,8455	0,7844
Modal	6	0,144	0,0017	0,0546	0	0,8472	0,839
Modal	7	0,126	0,0611	0,0001	0	0,9083	0,8391
Modal	8	0,109	0,0016	0,0456	0	0,9099	0,8847
Modal	9	0,081	0,0273	0,0044	0	0,9372	0,8891
Modal	10	0,073	0,0014	0,0003	0	0,9385	0,8893
Modal	11	0,07	0,0056	0,0389	0	0,9442	0,9282

Pas de torsion au niveau du mode 1 et 2  
 Pourcentage des masses > 90% en X et en Y dans le Mode 11

**Période du modèle initial :  $T_{ETABS} = 0,683$  s**

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

- Une période fondamentale :  **$T=0,683$  s**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11<sup>ème</sup> mode
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2ème mode est un mode translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

#### IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base :

- Estimation de la période de calcul :

- Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :

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

Les formules empiriques à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left[ C_T h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right] \quad (\text{article 4.2.4 RPA99 v2003})$$

Avec :

- $h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). ( $h_N = 38,16 \text{ m}$ )
- $C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

( $C_T = 0,050$ ) (Tableau 4.6. RPA99)

- $L$ : Dimensions du bâtiment. ( $D = \begin{cases} L_x = 33,55 \text{ m} \\ L_y = 21,14 \text{ m} \end{cases}$ )

$$T = 0,050 \times (38,16)^{3/4} = 0,77 \text{ sec}$$

$$T = \begin{cases} T_{xx'} = 0,09 \times \frac{38,16}{\sqrt{33,55}} = 0,59 \text{ sec} \\ T_{yy'} = 0,09 \times \frac{38,16}{\sqrt{21,14}} = 0,75 \text{ sec} \end{cases}$$

- *Suivant* ( $xx'$ ):  $T = \min(0,77 \text{ sec} ; 0,59 \text{ sec}) = 0,59 \text{ sec}$
- *Suivant* ( $yy'$ ):  $T = \min(0,77 \text{ sec} ; 0,75 \text{ sec}) = 0,75 \text{ sec}$

$$T_{analytique} = 1,3 \times 0,77 = 1 \text{ s}$$

**- Calcul de la force sismique totale :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (article 4.2.3 RPA99 v2003)}$$

Avec :

$A$ : Coefficient d'accélération de zone : **A= 0,25**

$R$ : Coefficient de comportement global de la structure **R= 5**

$D$ : Facteur d'amplification dynamique.

$W$ : Poids total de la structure **W = 49472,3 KN** (à partir d'ETABS)

$Q$ : Le facteur de qualité de la structure **Q= 1.10**

**- Facteur d'amplification dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$T_1$  et  $T_2$  selon la catégorie du site:

$$\text{Catégorie du site : } S_3 \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

– Choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base :

$$D_x = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,59}\right)^{2/3} = 1.704$$

$$D_y = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,75}\right)^{2/3} = 1.461$$

- **Le poids de la structure :  $W = 49472,3 \text{ KN}$**

- **La résultante des forces sismiques :**

**Tableau IV.7 : Récapitulatif des coefficients des résultantes sismiques**

	A	D	Q	R	W(KN)
<b>Sens X</b>	0.25	1.704	1,10	5	49472,3 KN
<b>Sens Y</b>		1.461	1,10		

➤ **L'axe  $xx'$ :**

$$V_x = \frac{0,25 \times 1.704 \times 1,10}{5} \times 49472,3 \Leftrightarrow V_x = 4637,31 \text{ KN}$$

➤ **L'axe  $yy'$ :**

$$V_y = \frac{0,25 \times 1.461 \times 1,10}{5} \times 49472,3 \Leftrightarrow V_y = 3975,61 \text{ KN}$$

**Tableau IV.8 : Les efforts tranchants à la base fournis par l'ordinateur (ETABS)**

<b>Output case</b>	<b>F<sub>x</sub></b> <b>( KN )</b>	<b>F<sub>y</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>F<sub>z</sub></b> <b>(KN)</b>
<b>Ex</b>	1432,79	90,68	0
<b>Ey</b>	90,68	1523,14	7,52E-07
<b>W</b>	0	0	49472,2742

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense de  $\frac{0,8 \times v_{st}}{v_{dyn}} = 2,59$

Dans le sens YY pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense de  $\frac{0,8 \times v_{st}}{v_{dyn}} = 2,09$

- Après l'augmentation de la repense on trouve les résultats suivants :

Output case	F <sub>x</sub> ( KN )	F <sub>y</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (KN)
Ex	3712,58	229,5547	0
Ey	184,8626	3184,8474	2,438E-06
W	0	0	49472,2742

$$V_{x_{ETABS}} = 3712,58 \text{ KN} > 0.8V_x = 3709,85 \text{ KN } \mathbf{Vérifier}$$

$$V_{y_{ETABS}} = 3184,85 \text{ KN} > 0.8V_y = 3180,49 \text{ KN } \mathbf{Vérifier}$$

⇒ La condition est vérifiée.

### IV.9. JUSTIFICATION DE R = 5 :

La structure doit répondre au critère suivant **selon (article 4.a RPA99 v2003)**

- Les voiles reprennent moins de 20% du poids total de la structure.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### - Poids W repris par les voiles seuls :

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	5,4	42,2	cm
Global Y	42,7	42,4	cm

Load Case: ELS

Objects to Include

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	23,8	cm
Global Y	42,55	cm
Global Z	0	cm
Angle	359,533	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	-23,845	-33,6655	-6955,008	23,845	33,6655	7252,6202	kN
Moment	-55337,0021	110583,4603	41,7353	57652,3261	-114766,9524	-41,7353	kN-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

### - Poids W total à la base :

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	5,4	42,2	cm
Global Y	42,7	42,4	cm

Load Case: ELS

Objects to Include

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	23,8	cm
Global Y	42,55	cm
Global Z	0	cm
Angle	359,533	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0	0	-56345,2362	0	0	58459,2357	kN
Moment	-489611,7732	1014924,1761	0	510843,7747	-1050851	0	kN-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

Poids W total à la base = 58459,2357 KN

Poids W repris par les voiles seuls = 7252,6202 KN

Ratio =  $7252,6202 / 58459,2357 = 12 \%$  Donc Les voiles reprennent moins de 20% du poids total.

### - Effort tranchant d'étage total selon la direction X :

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	18	41,1	cm
Global Y	33	32,8	cm

Load Case: EX

Objects to Include

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	29,55	cm
Global Y	32,9	cm
Global Z	0	cm
Angle	359,504	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	3710,7373	237,9991	0	3710,7373	237,9991	0	kN
Moment	4436,2541	85305,6655	34467,0413	4436,2541	85305,6655	34467,0413	kN-m

Save Right Side Cut      Save Left Side Cut

OK      Cancel      Refresh

### - Effort tranchant d'étage selon la direction X :

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	18	41,1	cm
Global Y	33	32,8	cm

Load Case: EX

Objects to Include

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	29,55	cm
Global Y	32,9	cm
Global Z	0	cm
Angle	359,504	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	2247,8329	170,3391	595,7433	2247,8329	170,3391	595,7433	kN
Moment	22277,4812	71710,9741	22067,9203	22277,4812	71710,9741	22067,9203	kN-m

Save Right Side Cut      Save Left Side Cut

OK      Cancel      Refresh

Effort tranchant repris par les portiques seuls.  $2247,8329 / 3710,7373 = 60\% > 25\%$  Donc

**Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.**

### - Effort tranchant d'étage total selon la direction Y :

Section Cutting Line		Start Point		End Point	
Global X	18,1	41	cm		
Global Y	32,9	32,7	cm		

Load Case	
Load Case	EY

Resultant Force Location and Angle	
Global X	29,55 cm
Global Y	32,8 cm
Global Z	0 cm
Angle	359,5 deg

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	202,1928	3182,5902	2,5E-06	202,1928	3182,5902	2,5E-06	kN
Moment	74068,6741	3545,1145	65642,23	74068,6741	3545,1145	65642,23	kN-m

### - Effort tranchant d'étage selon la direction Y :

Section Cutting Line		Start Point		End Point	
Global X	18,1	41	cm		
Global Y	32,9	32,7	cm		

Load Case	
Load Case	EY

Resultant Force Location and Angle	
Global X	29,55 cm
Global Y	32,8 cm
Global Z	0 cm
Angle	359,5 deg

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	140,1024	1314,5492	376,5605	140,1024	1314,5492	376,5605	kN
Moment	72852,5691	4990,0387	29645,0511	72852,5691	4990,0387	29645,0511	kN-m

Effort tranchant repris par les portiques seuls  $1314,5492 / 3182,5902 = 41\% > 25\%$

**Donc Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.**

- Vérification de l'effort normal réduit après l'augmentation des poteaux :

Tableau IV.9 : vérification de l'effort normale réduit model 3 (modèle finale)

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	70	70	4900	3383,4592	0,230	Vérifiée
1	65	65	4225	2918,1911	0,230	Vérifiée
2	65	65	4225	2415,054	0,191	Vérifiée
3	60	60	3600	2096,7773	0,194	Vérifiée
4	60	60	3600	1791,6501	0,166	Vérifiée
5	55	55	3025	1502,0355	0,166	Vérifiée
6	55	55	3025	1223,8223	0,163	Vérifiée
7	50	50	2500	954,50099	0,127	Vérifiée
8	50	50	2500	714,0797	0,079	Vérifiée
9	50	50	2500	474,5374	0,063	Vérifiée
10	50	50	2500	245,5429	0,033	Vérifiée

**IV.10. DEPLACEMENT INTER-ETAGE :**

L'une des vérifications préconisées par (RPA99 v 2003), concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du (RPA99 v 2003). L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 1\%h_e$

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

$$\delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y$$

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

## Chapitre IV : Etude dynamique

Avec :

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau (K – 1) dans le sens (xx') (idem dans le sens (yy'),  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens (xx') (idem dans le sens (yy'),  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau IV.10** : Vérification de déplacement inter étage

Niveaux	Z (m)	$\delta_{ek}^x$ (mm)	$\delta_{ek}^y$ (mm)	$\delta_k^x$ (mm)	$\delta_k^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\Delta$ (mm)	Observation	
									x-x	y-y
10 <sup>ème</sup>	3,24	51,6	39,6	258	198	10	13,5	32,4	Vérifiée	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	3,24	49,6	36,9	248	184,5	12,5	13	32,4	Vérifiée	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	3,24	47,1	34,3	235,5	171,5	16,5	15,5	32,4	Vérifiée	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	3,24	43,8	31,2	219	156	23	17	32,4	Vérifiée	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	3,24	39,2	27,8	196,5	139	26,5	19	32,4	Vérifiée	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	3,24	33,9	24	169,5	120	29,5	21	32,4	Vérifiée	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	3,6	28	19,8	140	99	35	19,5	36	Vérifiée	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	3,6	21	15,9	105	79,5	35	25,5	36	Vérifiée	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	3,6	14	10,8	70	54	31	23,5	36	Vérifiée	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	3,6	7,8	6,1	39	30,5	24,5	19,5	36	Vérifiée	Vérifiée
RDC	4,32	2,9	2,2	14,5	11	14,5	11	43,2	Vérifiée	Vérifiée

### **IV.11. Vérification de l'effet p-delta :**

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre ou (effet P-  $\Delta$ ), 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.

L'effet P-Delta peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

$$\text{Si } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow & \text{effet P - Delta peut être négligé.} \\ 0,1 \leq \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow & \text{amplifiant les effets de l'action sismique par : } \frac{1}{1-\theta_K} \end{cases}$$

Sinon  $\Rightarrow$  la structure est instable et doit être redimensionnée.

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

**IV.12. Récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P-Δ) :**

**Tableau IV.11 : Vérification de l'effet p-Delta**

Niveau x	P [KN]	V <sub>x</sub> [KN]	V <sub>y</sub> [KN]	Δe <sub>x</sub> [m]	Δe <sub>y</sub> [m]	h [m]	θ <sub>x</sub>	θ <sub>y</sub>	Observation
10 <sup>ème</sup>	2016,448	309,877	253,042	0,01	0,014	3,24	0,020	0,033	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	4917,376	720,536	593,736	0,013	0,013	3,24	0,026	0,033	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	8935,368	1198,081	1023,752	0,017	0,016	3,24	0,038	0,042	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	13034,546	1656,202	1426,998	0,023	0,017	3,24	0,056	0,048	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	17237,782	2067,880	1787,226	0,027	0,02	3,24	0,068	0,057	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	21441,018	2437,503	2112,021	0,03	0,021	3,24	0,080	0,066	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	25860,097	2775,278	2404,463	0,035	0,02	3,60	0,091	0,058	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	30665,619	3082,79	2663,783	0,035	0,026	3,60	0,097	0,082	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	36348,552	3352,961	2880,806	0,031	0,024	3,60	0,093	0,082	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	42509,674	3557,394	3047,867	0,025	0,019	3,60	0,081	0,076	Vérifiée
RDC	49472,274	3710,937	3183,370	0,015	0,011	4,32	0,045	0,040	Vérifiée

**IV.13. Conclusion :**

Après les vérifications du comportement de la structure selon les recommandations de (RPA99 v2003) on peut supposer que notre structure possède un comportement acceptable.

Suite à cette constatation on peut entamer le chapitre d'étude du ferrailage des éléments structuraux.

**CHAPITRE V**

**FÉRRAILLAGE**

**DES ÉLÉMENTS**

**RÉSISTANTS**

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.1. Introduction :

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

### 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) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

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 (ELU) 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)	$f_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	30	17	1,15	500	435
<b>Accidentelle</b>	1,15	30	22.16	1	500	500

**V.2.2. Combinaison d'action :** En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons :

#### V.2.2.1 Combinaisons Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

#### V.2.2.2. Combinaisons situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G \pm Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

---

Avec :

- G: Charges permanentes.
- Q: Surcharge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ )
- Moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ ).

### **V.2.2.3. Recommandations :**

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  $50\emptyset$  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.

### **V.2.3. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux :**

Les résultats des efforts sont donnés par logiciel **ETABS V20**.

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

**Remarque :** Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections, qui donne des résultats par face.

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.2.3.1. Situation durable :

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

**Tableau V.2 :** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Etage	Section (cm)	$N^{\max}$ (KN)	$M^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	-4317,41	-39,35	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	-3683,61	-109,62	SEC	0	0	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	-2694,57	-63,15	SEC	0	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	-1950,77	-71,72	SEC	0	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	-1240,06	-70,35	SEC	0	0	22,5

- Moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

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

Etage	Section	$M^{\max}$ (KN)	$N^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	-100,72	-3072,78	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	180,77	-2135,8	SEC	0	0	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	131,59	-1560,62	SEC	0	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	133,08	-1028,38	SEC	0	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	-168	-231,21	SPC	6,27	0	22,5

- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).

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

Etage	Section	$N^{\min}$ (KN.m)	$M^{\text{corr}}$ (KN)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	-112,63	-29,8916	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	-94,09	54,07	SPC	0,92	0	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	-89,1	-49,54	SPC	0,98	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	-369,63	-37,11	SEC	0	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	-55,78	-52,65	SPC	2,02	0	22,5

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.2.3.2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q±E

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**Tableau V. 5 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Etage	Section	$N^{\max}$ (KN)	$M^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	-3383,46	-172,92	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	-2918,19	-231,3	SEC	0	0	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	-2096,78	-192,28	SEC	0	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	-1502,04	-127,39	SEC	0	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	-954,51	-150,17	SEC	0	0	22,5

- Moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

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

Etage	Section	$M^{\max}$ (KN)	$N^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	-341,70	-1655,86	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	349,21	-126,96	SPC	10,67	0	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	319,60	-243,98	SPC	9,55	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	255,65	-270,61	SPC	7,85	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	198,86	-89,36	SPC	8,25	0	22,5

- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**Tableau V. 7 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Etage	Section	$N^{\min}$ (KN)	$M^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	764,02	77,60	SET	10,21	5,07	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	729,55	131,05	SET	12,03	2,56	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	406,09	144,28	SPC	9,65	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	66,35	123,65	SPC	5,72	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	3,30	38,83	SPC	1,77	0	22,5

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- Combinaison : 0,8G±E

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

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

Etage	Section	$N^{\max}$ (KN)	$M^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	-2924	-163,17	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	-2554,71	-202,06	SEC	0	0	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	-1727,76	-191,31	SEC	0	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	-1076	-155,91	SEC	0	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	-682,645	79,76	SEC	0	0	22,5

- Moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

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

Etage	Section	$M^{\max}$ (KN)	$N^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	-340,6	-1110,97	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	340,13	157,64	SPC	13,26	0	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	310,26	-44,53	SPC	11,19	0	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	246,69	-113,49	SPC	9,04	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	185,37	-50,45	SPC	8	0	22,5

- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

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

Etage	Section	$N^{\min}$ (KN)	$M^{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{s/\text{face}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	1214,32	57,76	SET	14,06	10,23	44,1
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	1086,60	108,25	SET	14,77	6,96	38,03
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	642,23	131,92	SET	11,66	1,19	32,4
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	231,56	112,61	SPC	7,04	0	27,23
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	30,63	36,54	SPC	1,96	0	22,5

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.2.4. Choix des armatures :

Tableau V. 11 : Choix des armatures des poteaux

Etages	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.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	70x70	14,06	44,1	196	294	24T16	48,24
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	14,77	38,03	169	253,5	20T16	40,21
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	11,66	32,4	144	216	20T16	40,21
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	9,04	27,23	121	181,5	16T16	32,17
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	8,25	22,5	100	150	12T16	24,13

### V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**Béton :**  $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18MPa$

**Acier :**

Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s = 0,8 \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que : 
$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

–  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

-  $N^{ser}_{max}$  ;  $M^{ser}_{cor}$  :

**Tableau V. 12 :** Vérification des contraintes des poteaux

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{ser}_{max}$ (kN)	$M^{ser}_{corr}$ (KN.m)	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	-3122,704	-27,91	48,24	93,3	250	6,28	18	Vérifier
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	-2670,96	-77,72	40,21	105,6	250	7,25	18	Vérifier
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	-1960,87	-45,95	40,21	87,5	250	6	18	Vérifier
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	-1419,73	-52	32,17	83,4	250	5,82	18	Vérifier
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50 x50	-902,91	-51	24,13	74,5	250	5,35	18	Vérifier

-  $N^{ser}_{min}$  ;  $M^{ser}_{cor}$  :

**Tableau V. 13 :** Vérification des contraintes des poteaux

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{ser}_{min}$ (KN)	$M^{ser}_{corr}$ (KN.m)	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	-81,19	-21,48	48,24	7,14	250	0,54	18	Vérifier
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	-68,59	39,36	40,21	15	250	1,29	18	Vérifier
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	-65,26	-36,10	40,21	16,4	250	1,42	18	Vérifier
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	268,48	-26,95	32,17	-74,5	250	0	18	Vérifier
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50 x50	-121,78	-168,04	24,13	113	250	11,6	18	Vérifier

-  $M^{ser}_{max}$  ;  $N^{ser}_{cor}$  :

**Tableau V. 14 :** Vérification des contraintes des poteaux

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{ser}_{max}$ (KN)	$N^{ser}_{corr}$ (KN.m)	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	-71,61	-2221,30	48,24	76,3	250	5,22	18	Vérifier
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	129,27	-1555,56	40,21	81,3	250	5,77	18	Vérifier
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	95,30	-1136,42	40,21	70,5	250	5,05	18	Vérifier
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	96,45	-748,72	32,17	70,5	250	5,2	18	Vérifier
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50 x50	-40,97	-38,39	24,13	28,3	250	2,86	18	Vérifier

### V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

#### • Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

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

Avec :

- $T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- $b$  : Largeur de la section du poteau.
- $d$  : Hauteur utile de la section du poteau.
- $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

#### • Selon le règlement BAEL :

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

#### • Selon le règlement RPA :

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

- $\rho_d = 0,075$  ..... si l'élançement  $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$  ..... si l'élançement  $\lambda < 5$

Avec :

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

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

$l_f$  : longueur du flambement du Poteau.

$a$  : dimension de la section droite du poteau.

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 15** : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\overline{\tau u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau u}$ BAEL (MPa)	Vérification
RDC	70x70	113,84	0,258	6,17	0,075	2.25	3	Vérifier
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	65x65	162,03	0,426	3,88	0,040	1,2	3	Vérifier
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	60x60	170,81	0,527	4,2	0,040	1,2	3	Vérifier
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	55x55	155,03	0,569	4,12	0,040	1,2	3	Vérifier
7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	50x50	114	0,507	4,54	0,040	1,2	3	Vérifier

### V.2.7. Ferrailage transversale des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

- **Selon le règlement**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.
- Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.
- Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le règlement selon RPA (Article 7.4.2.2)**

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

Avec :

- A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.
- S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.
- T<sub>u</sub> : Effort tranchant.
- f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- h: Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a=2,5$ .....si  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a=3,75$ ..... si  $\lambda_g < 5$

L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$  Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$  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 :

Si  $\lambda_g \geq 5$  0,3 %

Si  $\lambda_g \leq 3$  0,8 %

Si  $3 < \lambda_g < 5$  il faut interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$ : 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  $F_c=500\text{MPa}$  (FeE500).

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

**Tableau V. 16 : Espacements maximums des poteaux**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	S <sub>t</sub> (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
<b>RDC</b>	70x70	24T16	10	15
<b>1<sup>er</sup> au 2<sup>ème</sup></b>	65x65	20T16	10	15
<b>3<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup></b>	60x60	20T16	10	15
<b>5<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup></b>	55x55	16T16	10	15
<b>7<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup></b>	50x50	12T16	10	15

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

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

**Tableau V. 17** : Choix des armatures transversales des poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	$\lambda_g$	$\rho_a$	$T_u^{\max}$ (kN)	At/t (cm <sup>2</sup> /m)	(At/tb) min	(At/t)min (cm <sup>2</sup> /m)	At(cm2) ZN t=10cm	At(cm2) ZC t=15cm	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	70x70	4,32	6,17	2,5	113,84	8,13	0,3 %	21	2,1	3,15	8T10	6,28
<b>1<sup>er</sup> au</b> <b>2<sup>ème</sup></b>	65x65	2,52	3,88	3,75	162,03	18,70	0,58%	37,7	3,77	5,65	8T10	6,28
<b>3<sup>ème</sup> au</b> <b>4<sup>ème</sup></b>	60x60	2,52	4,2	3,75	170,81	21,35	0,50%	30	3	4,5	6T10	4,712
<b>5<sup>ème</sup> au</b> <b>6<sup>ème</sup></b>	55x55	2,27	4,12	3,75	155,03	21,14	0,52%	28,6	2,86	4,29	6T10	4,712
<b>7<sup>ème</sup> au</b> <b>10<sup>ème</sup></b>	50x50	2,27	4,53	3,75	114	17,1	0,42%	21,5	2,15	3,15	4T10	3,142

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

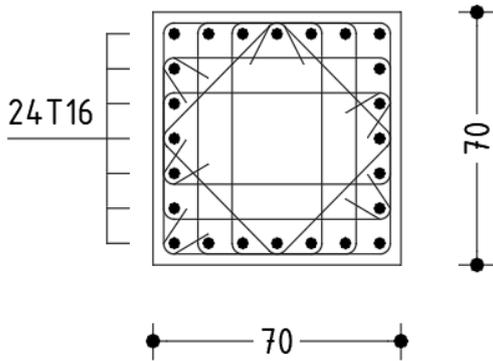
$L_r = 50 \times \emptyset_l$  en zone **III**. (Article 7.4.2.1 RPA 2003).

Pour :

-  $\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$

V.2.8. Schéma de Ferrailage des Poteaux :

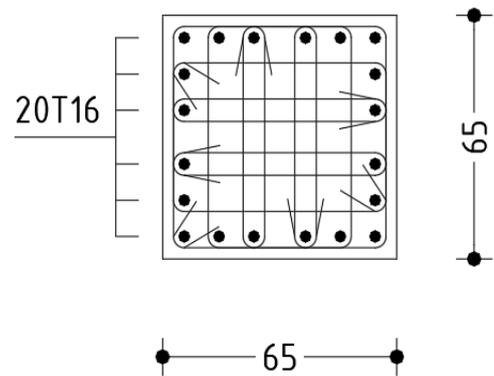
Poteau 70x70



Ferrailage Cadre 8T10

Figure V.1 : Ferrailage de poteau 70 × 70

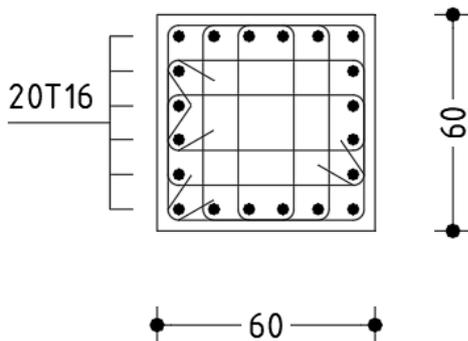
Poteau 65x65



Ferrailage Cadre 8T10

Figure V.2 : Ferrailage de poteau 65 × 65

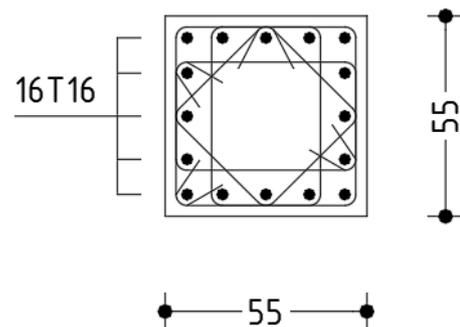
Poteau 60x60



Ferrailage Cadre 6T10

Figure V.3 : Ferrailage de poteau 60 × 60

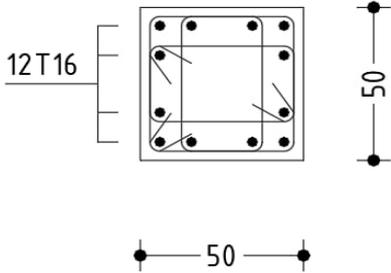
Poteau 55x55



Ferrailage Cadre 6T10

Figure V.4 : Ferrailage de poteau 55 × 55

Poteau 50x50



Ferrailage Cadre 4 T10

Figure V.5 : Ferrailage de poteau 50 × 50

### V.3. Ferrailage des poutres :

#### V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges des planchers vers les poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

#### **a. Selon CBA99 :**

Situation durable :

- **E.L.U** :  $1,35G+1,5Q$
- **E.L.S** :  $G + Q$

#### **b. Selon RPA99 :**

Situation accidentelle :

- $G+Q\pm E$
- $0,8 G \pm E$

#### **c. Recommandation du RPA99 modifié en 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 recouvrements  $\geq 50\phi$  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°.

#### V.3.2. Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutres principales).
- Sens non porteur (poutres secondaires).

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

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.

### V.3.2.1. Poutre Principale 30x50 :

#### a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

**Tableau V. 18 :** Ferrailage des poutres Principales (situation durable)

Niveaux	Section(cm <sup>2</sup> ) (bxh)	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>ème</sup>	30x50	Travée	146,41	7,97	0
		Appuis	-204,95	11,52	0
3 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	142,67	7,76	0
		Appuis	-212,61	12,01	0
Terrasse	30x50	Travée	122,74	6,61	0
		Appuis	-171,29	9,45	0

#### b. Situation accidentelle : G+Q+Ey

**Tableau V. 19 :** Ferrailage des poutres Principales (situation accidentelle)

Niveaux	Section(cm <sup>2</sup> ) (bxh)	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>ème</sup>	30x50	Travée	126,41	5,84	0
		Appuis	-206,94	9,86	0
3 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	105,50	4,84	0
		Appuis	-216,75	10,37	0
Terrasse	30x50	Travée	96,22	4,4	0
		Appuis	-149,27	6,96	0

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.3.2.2. Poutre Secondaire 30x 45 :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

**Tableau V.20** : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section(cm <sup>2</sup> ) (bxh)	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	As(cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup>	30x45	Travée	63,23	3,75	0
		Appuis	-86,74	5,21	0
3 <sup>eme</sup> étage au 9 <sup>eme</sup> étage	30x45	Travée	116,81	7,16	0
		Appuis	-98,78	5,98	0
Terrasse	30x45	Travée	125,36	7,73	0
		Appuis	-97,29	5,89	0

b. Situation accidentelle : G+Q+Ex

**Tableau V. 21** : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section(cm <sup>2</sup> ) (bxh)	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup>	30x45	Travée	171,52	9,23	0
		Appuis	-181,79	9,83	0
3 <sup>eme</sup> étage au 9 <sup>eme</sup> étage	30x45	Travée	184,62	10	0
		Appuis	-172,32	9,28	0
Terrasse	30x45	Travée	93,58	4,85	0
		Appuis	-90,62	4,69	0

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

**V.3.3 Choix des armatures** : Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

$$A_s \text{ min} = 0,5\% \times b \times d$$

$$A_s \text{ max} = 4\% \times b \times d \text{ en zone courante.}$$

$$A_s \text{ max} = 6\% \times b \times d \text{ en zone nodale.}$$

### V.3.3.1. Poutre Principale (30x50) :

**Tableau V. 22** : Choix des armatures pour les poutres principales

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (ZC) (Cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (ZR) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	30x50	Travée	7,97	54	81	6,75	6T16	12,06
		Appuis	11,52				6T16	12,06
3 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	30x50	Travée	7,76	54	81	6,75	6T16	12,06
		Appuis	12,01				6T16	12,06
Terrasse	30x50	Travée	6,61	54	81	6,75	3T16 + 3T14	10,65
		Appuis	9,45				3T16 + 3T14	10,65

### V.3.3.2. Poutre secondaire (30x45) :

**Tableau V. 23** : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (ZC) (Cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (ZR) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	30x45	Travée	9,23	48,6	72,9	6,07	3T16 + 3T14	10,65
		Appuis	9,83				3T16 + 3T14	10,65
3 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	30x45	Travée	10	48,6	72,9	6,07	3T16 + 3T14	10,65
		Appuis	9,28				3T16 + 3T14	10,65
Terrasse	30x45	Travée	7,73	48,6	72,9	6,07	3T16 + 3T14	10,65
		Appuis	5,89				3T16 + 3T14	10,65

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}; \quad F_e = 500 \text{ MPa}$$

**Tableau V. 24 :** Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(choisi)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
PP (30x50)	12,06	1,49	Vérifiée
PS (30x45)	10,65	1,34	Vérifiée

### V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS

#### V.3.5.1. Poutre Principale (30x50) :

**Tableau V. 25 :** Vérification des Poutres Principales à l'ELS

Niveau	Position	Mser (KN.m)	As choisi	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	Travée	103,77	12,06	8,33	18	88,8	250	Vérifiée
	Appui	-145,40	12,06	11,7		124,4		
3 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	Travée	103,43	12,06	8,3	18	88,5	250	Vérifiée
	Appui	-154,84	12,06	12,4		132,5		
Terrasse	Travée	89,67	10,65	7,49	18	78,1	250	Vérifiée
	Appui	-125,28	10,65	10,5		109,1		

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.3.5.2. Poutre secondaire (30x45) :

Tableau V. 26 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Position	Mser (KN.m)	As choisi	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup>	Travée	44,82	10,65	4,53	18	45,6	250	Vérifiée
	Appuis	-61,71	10,65	6,24		62,8		
3 <sup>eme</sup> étage au 9 <sup>eme</sup> étage	Travée	84,82	10,65	8,57	18	86,4	250	Vérifiée
	Appuis	-71,93	10,65	7,27		73,2		
Terrasse	Travée	91,66	10,65	9,27	18	93,3	250	Vérifiée
	Appuis	-71,25	10,65	7,2		72,5		

### V.3.6. Vérification :

#### V.3.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

$T_u$ : l'effort tranchant maximum,

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}(0,10 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Selon (le BAEL 91 modifié99)

**V.3.6.2. Poutre Principale (30x50) :**

**Tableau V.27 :** Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale

Niveau	Section(cm <sup>2</sup> )	Tu max (KN)	τu(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	30x50	185,82	1,38	3	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	30x50	192,9	1,43	3	Vérifiée
Terrasse	30x50	-178,88	1,33	3	Vérifiée

**V.3.6.3. Poutre secondaire (30x45) :**

**Tableau V.28 :** Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire

Niveau	Section(cm <sup>2</sup> )	Tu max (KN)	τu(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup>	30x45	140,98	1,60	3	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	30x45	100,72	0,83	3	Vérifiée
Terrasse	30x45	-88,33	0,73	3	Vérifiée

**V.3.7. Calcul des armatures transversales :** L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et de nuance

FeE500 (F<sub>e</sub>=500MPa),

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9d, 40\text{cm}) \\ \frac{A}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right) = 1,42 \text{ cm}$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont les résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.29 :** Calcul des armatures transversales

	Section	Tu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	BAEL 91	RPA99		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ Choix (cm <sup>2</sup> )
				$S_t$ (cm)	$S_t$ (cm)ZC	$S_t$ (cm)ZN	ZN	ZC		
<b>Poutre principale</b>	30x50	192,9	1,43	40	25	12,5	10	16	1,44	4T8=2,01
<b>Poutre Secondaire</b>	30x45	140,98	1,60	36,45	22,5	11,25	10	16	1,44	4T8=2,01

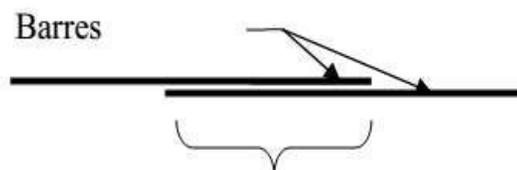
### V.3.8. Armature de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction :

Dans notre cas :  $h = 50 \text{ cm}$   $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0,5 = 1,5 \text{ cm}^2$  On adopte : **2T10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**

### V.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales :

$$L_r = 50 \times \phi \text{ (zone III)} \quad L_r : \text{Longueur de recouvrement.}$$



**Figure V.6 :** Longueur de recouvrement

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

On a :

- a.  $\varnothing=16$  mm  $\longrightarrow$   $L_r= 80$  cm  
b.  $\varnothing=14$  mm  $\longrightarrow$   $L_r= 70$  cm

### V.3.10. Les arrêts des barres :

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{L^{max}}{4}$  Appuis en travée de rive.

Armatures supérieures :  $h' \geq \frac{L^{max}}{5}$  Appuis en travée intermédiaire.

Avec :

$$L = \text{Max} ( L_{gauche} ; L_{droite} )$$

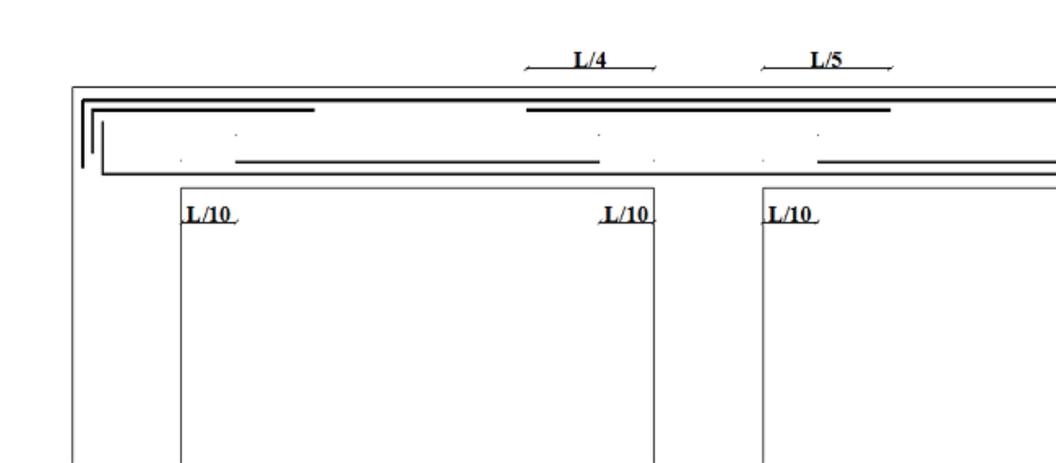


Figure V. 7 : Arrêt des barres

### V.3.11. Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si} \quad L \leq 5,00\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si} \quad L \geq 5,00\text{m}$$

**Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Exemple qui illustre les étapes de calcul comme suit :

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.3.11.1. Poutre Principale (30x50) :

Poutre Principale - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : Poutre Principale  
 Nom du fichier : Poutre Principale

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Condition liaison**  
 Poutre isostatique  
 Console

**Type section**  
 Ié  
 Rectangle

**Matériaux**  
 Contrainte béton :  $f_{cj}$  30 MPa

**Efforts : Moments fléchissants**  
 dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons  $M_j$  74,39 kN\*m  
 dû aux charges permanentes totales :  $M_g$  74,39 kN\*m  
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation :  $M_p$  103,77 kN\*m

**Sections d'armatures**  
 armatures tendues : 6,03 cm<sup>2</sup>  
 armatures comprimées : 12,06 cm<sup>2</sup>

**Géométrie**  
 Portée : l 7,38 m  
 Largeur : b 0,3 m  
 Hauteur : h 0,5 m  
 cdg armatures tend. : c 0,03 m  
 cdg armatures comp. : d' 0,03 m

Poutre Principale - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

**Résultats : Flèches**

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	11,217 mm	12,38 mm
flèche due aux charges permanentes : $f_{gv}$	13,772 mm	
flèche due aux charges totales : $f_{gq}$	19,148 mm	

Figure V. 8 : Exemple de calcul Poutre Principal

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### V.3.11.2. Poutre Secondaire (30x45) :

Poutre Secondaire - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : Poutre Secondaire  
 Nom du fichier : Poutre Secondaire

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Condition liaison**  
 Poutre isostatique  
 Console

**Type section**  
 T<sub>é</sub>  
 Rectangle

**Efforts : Moments fléchissants**  
 dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons Mj 80,84 kN\*m  
 dû aux charges permanentes totales : Mg 80,84 kN\*m  
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : Mp 91,66 kN\*m

**Matériaux**  
 Contrainte béton :  $f_{c,j}$  30 MPa

**Géométrie**  
 Portée : l 5,01 m  
 Largeur : b 0,3 m  
 Hauteur : h 0,45 m  
 cdg armatures tend. : c 0,03 m  
 cdg armatures comp. : d' 0,03 m

**Sections d'armatures**  
 armatures tendues : 6,03 cm<sup>2</sup>  
 armatures comprimées : 10,65 cm<sup>2</sup>

Poutre Secondaire - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

**Résultats : Flèches**

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	5,306 mm	10,01 mm
flèche due aux charges permanentes : $f_{gv}$	10,103 mm	
flèche due aux charges totales : $f_{gq}$	11,288 mm	

Figure V. 9 : Exemple de calcul Poutre Secondaire

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Les résultats sont dans le tableau suivant :

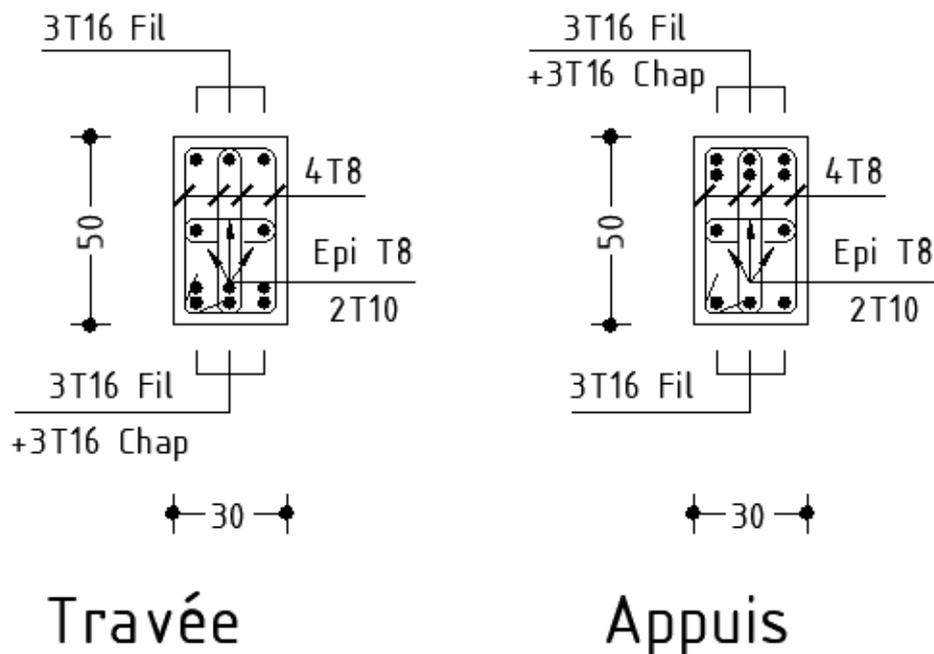
**Tableau V. 30** : Tableau récapitulatif du calcul des flèches

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f <sup>add</sup> (mm)	Observation
RDC – 10 <sup>ème</sup>	PP (30x50)	11,217	12,38	Vérifier
	PS (30x45)	5,306	10,01	Vérifier

### V.3.12. Schémas de ferrailage des Poutres :

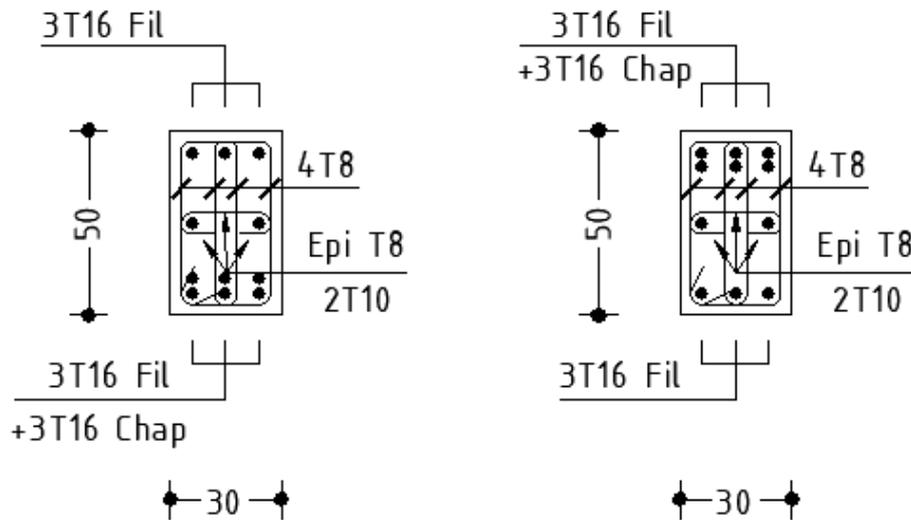
#### V.3.12.1. Poutre Principale :

## Étage commerce



**Figure V. 10** : Poutre principale étage commerce

## Etage courant

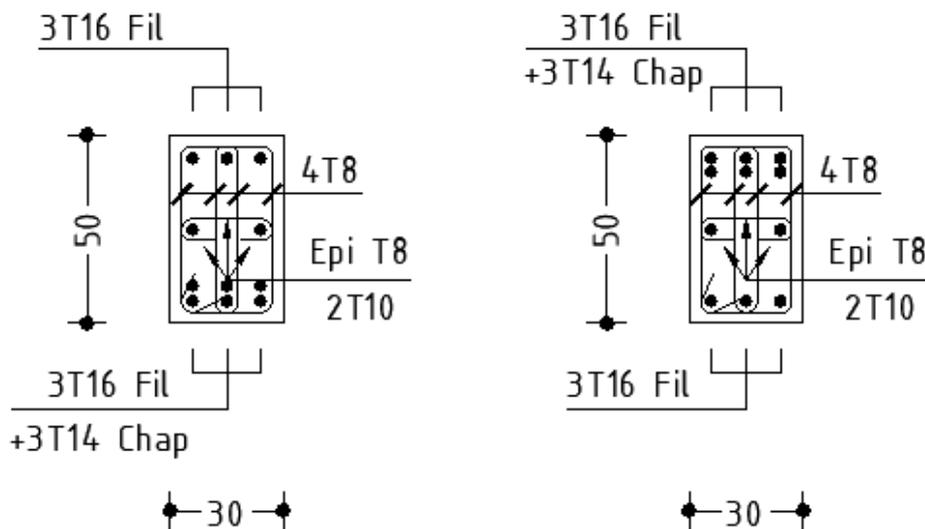


Travée

Appuis

Figure V. 11 : Poutre principale étage courant

## Terrasse



Travée

Appuis

Figure V.12 : Poutre principale terrasse

V.3.12.2. Poutre Secondaire :

Etage commerce

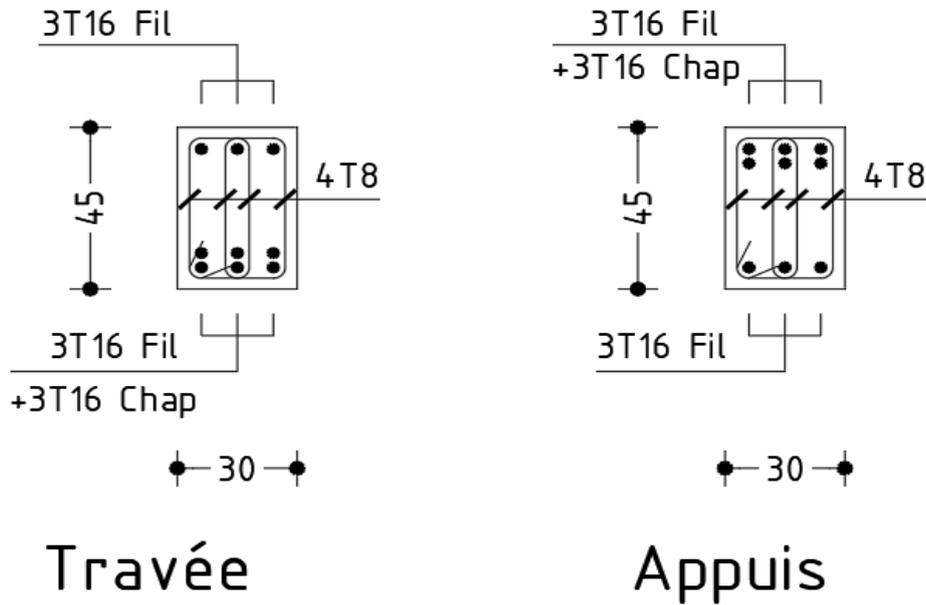


Figure V.13 : Poutre secondaire étage commerce

Etage courant

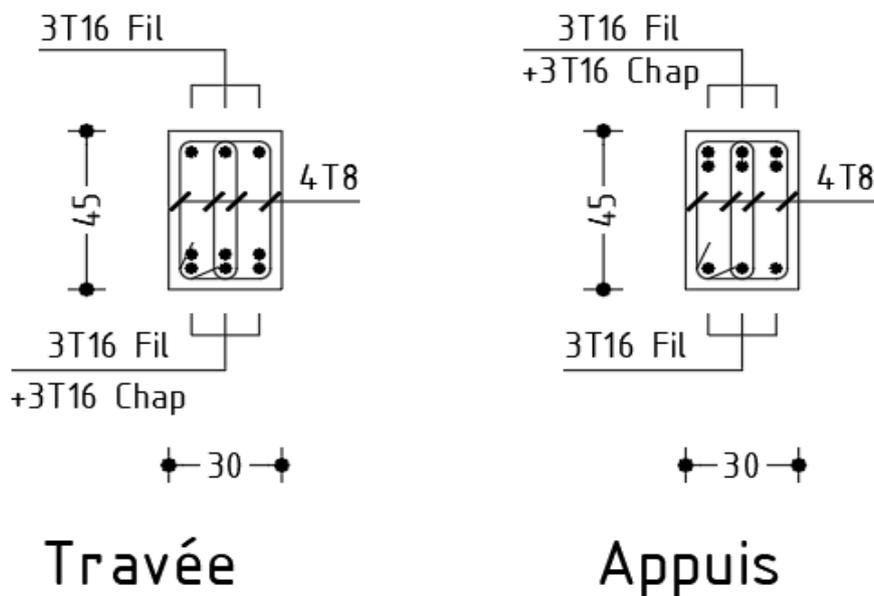


Figure V.14 : Poutre secondaire étage courant

# Terrasse

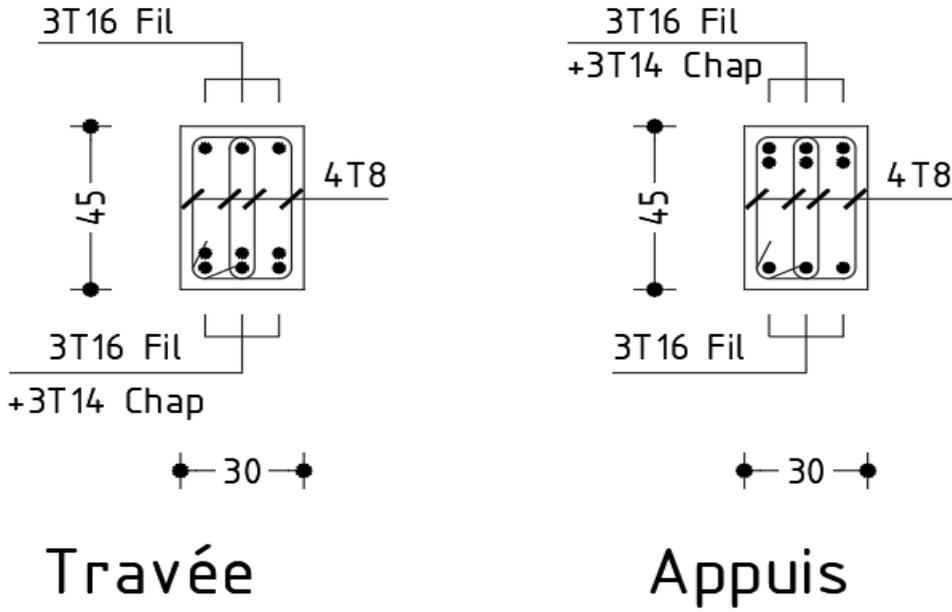


Figure V.15 : Poutre secondaire terrasse

### **V.4. Ferrailage des voiles :**

#### **V.4.1. Introduction :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement (**RPA version 2003**), sous l'action des forces horizontales (**séisme**) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des efforts.

#### **V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (séisme), on distingue différents types de construction en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portique, appelé contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

#### **V.4.3. Rôle de contreventement :**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des structures non auto stables vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### **V.4.4. Ferrailages des voiles :**

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

### V.4.5. Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 VERSION 2003**) les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes :

$$\triangleright G + Q \pm E$$

$$\triangleright 0,8 G \pm E$$

### V.4.6. Prescriptions imposées par RPA 99/2003 :

#### 1. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99V2003** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur d'une voile.
- c) A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ( $S_t \leq 15\text{cm}$ )

Si des efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### 2. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions représentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10\Phi$

### V.4.7. Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

---

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieures à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : l'épaisseur du voile .

- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les nappes horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de zone d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{L}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
- **40  $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - **20  $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

### V.4.8. Vérifications à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15 \cdot A} \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armature adoptée

### V.4.9. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

➤ **Vérifications à L'ELS :**

➤ **D'après (BAEL 91) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = (0,2 \times f_{cj}) = (0,2 \times 30) = 6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \times d}, \overline{V} = 1,4 Vu \text{ calcul}$$

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

---

Avec :

$b_o$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile (  $0,9 h$  ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

➤ **D'après (RPA99 version2003) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

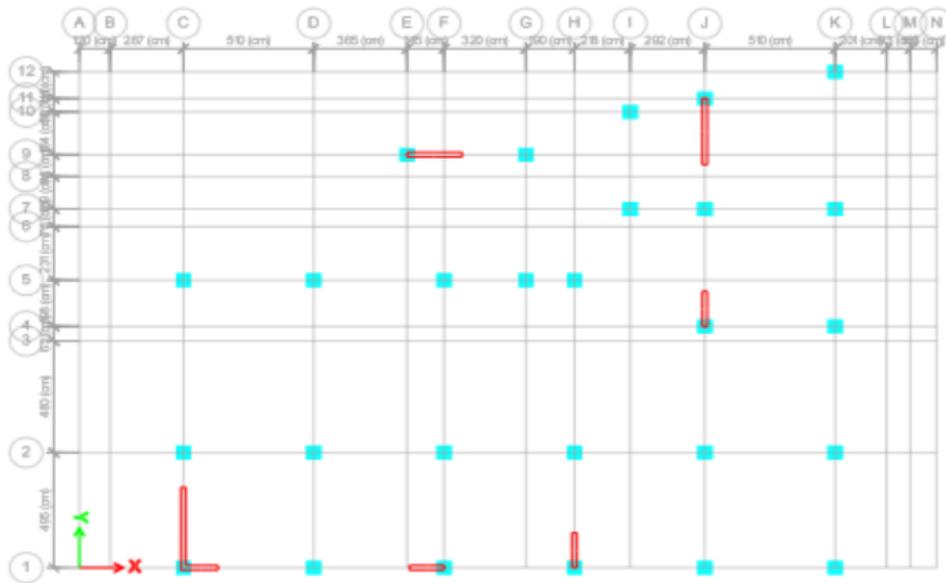
$\bar{\tau}_u$  :  $\text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$  . Fissuration préjudiciable.

### V.4.10. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur «  $d$  » est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left( \frac{he}{2}, \frac{2L}{3} \right)$$

$L$  : longueur de la zone comprimée



**Figure V.16 : Plan de repérage des voiles**

**V.4.11. Exemple de calcul :**

- Exemple de calcul pour le (Voile V1) :

a. Détermination des sollicitations :

$$M = 2797,4 \text{ KN.m}$$

$$P = 461,8 \text{ KN}$$

b. Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.v}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

v et v' : bras de levier.

$$I = \frac{b \cdot L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,2^3}{12} = 0,177 \text{ m}^4$$

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

$$B = (L \times b) = (2,2 \times 0,2) = 0,44 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{h}{2} = 1,1 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{461,8}{0,44} + \frac{2797,4 \times 1,1}{0,177} = 18434,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{461,8}{0,44} - \frac{2797,4 \times 1,1}{0,177} = -16335,43 \text{ KN/m}^2$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

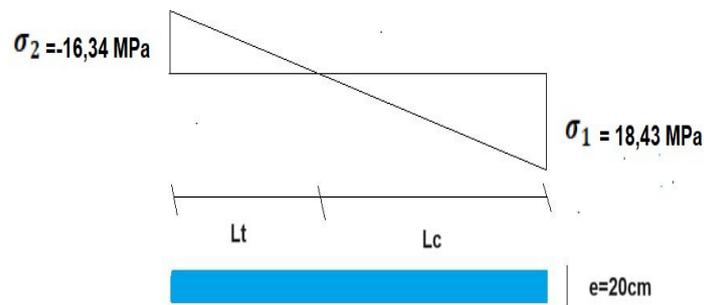


Figure V.17 : Les contraintes sur le voile

Calcul de  $L'$ :

$$L_c = L \left( \frac{|\sigma_2|}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,2 \times \left( \frac{16335,43}{18434,52 + 16335,43} \right) = 1,03 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,2 - 1,03 = 1,17 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{1,17}{2} ; \left( \frac{3}{2} \right) \times 1,17 \right) = 0,585 \text{ m}$$

$$I' = \frac{bxLt^3}{12} = \frac{0,44 \times 1,17^3}{12} = 0,059 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{1,17}{2} = 0,585 \text{ m}$$

$$B' = 0,20 \times 1,17 = 0,234 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{B'}{2} \times (\sigma_1) \right) = 2145,84 \text{ KN}$$

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

---

$$A_s = \frac{N_1}{f_e} = \frac{2145,84 \times 10}{500} = 42,91 \text{ cm}^2$$

On a:

$$\sigma_{t25} = \frac{(L_t - 25) \times \sigma_t}{L_t} = \frac{(1,17 - 25) \times 18,43}{255} = 14,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t25}^{\text{moy}} = \frac{\sigma_{t25} + \sigma_t}{2} = \frac{14,49 + 18,43}{2} = 16,46 \text{ MPa}$$

$$N_{t25} = \sigma_{t25}^{\text{moy}} \times A_{25} = 13,71 \times 200 \times 250 \times 10^{-3} = 823 \text{ KN}$$

$$A_{ST,25} = \frac{N_{t25} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{823 \times 1 \times 10}{500} = 16,40 \text{ cm}^2$$

### c. Armature minimale de (RPA99 version 2003) :

D'après (Article 7.7.4.1) :  $A_{RPA} = 0,2\% \times b \times L_t'$

Avec  $L_t' = L_t - 25$

b : épaisseur du voile.

$L_t'$  = longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0,2\% \times 20 \times 92 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = \frac{3,6}{(2,2 \times 1,17)} = 1,4 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

### d. Le pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 20 \times 220 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} / \text{ml/face} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{St25} ; A_{\text{min}} ; A_{RPA}) = 16,40 \text{ cm}^2$$

### E. Espacement :

D'après (Article 7.7.4.3 du RPA 99 v2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

---

On adopte :  $S = 20 \text{ cm}$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$S' = S/2 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement égal à 10 cm.

### F. Horizontale :

$$A_h = \frac{\tau_u^{adm} \cdot a \cdot St}{f_e}$$

avec :  $\bar{\tau}_u = \tau_u^{adm} = 1,4 \tau_u$

$$A_h = \frac{2,34 \times 1,4 \times 20 \times 30}{500} = 3,93 \text{ cm}^2$$

### G. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de bétonnage.

$$A_{vj} = 1.1 \times \left( \frac{T}{F_e} \right)$$

et

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : effort tranchant calculé au niveau considéré.

$$V_u = 759,9 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 759,9}{500} = 2,34 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures longitudinales et transversales calculées par le logiciel (**EXCEL**) développé pour toutes les voiles sous les différentes combinaisons de charge.

**Tableau V.31 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 1**

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: $F_e = 500$ MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Cas	LT	LC	P <sub>LT</sub>	P <sub>LC</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>ST,25cm</sub>	A <sub>SC,25cm</sub>	A <sub>SMAX</sub>	A <sub>SMAX,25cm</sub>
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
V1	RDC	0,8G+EX	Bot	461,8	2797,4	2,20	0,20	18,39	-16,29	SPC	1,17	1,03	2145,2	-1683,4	42,90	9,87	16,42	3,60	42,90	16,42

**Tableau V.32 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 2**

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: $F_e = 500$ MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Cas	LT	LC	P <sub>LT</sub>	P <sub>LC</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>ST,30cm</sub>	A <sub>SC,30cm</sub>	A <sub>SMAX</sub>	A <sub>SMAX,30cm</sub>
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
V2	RDC	0,8G+EY	Bot	-199,6	3724,9	2,90	0,20	12,94	-13,63	SPC	1,41	1,49	1828,2	-2027,8	36,56	13,50	13,88	4,00	36,56	13,88

**Tableau V.33 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 3**

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: $F_e = 500$ MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Cas	LT	LC	P <sub>LT</sub>	P <sub>LC</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>ST,15cm</sub>	A <sub>SC,15cm</sub>	A <sub>SMAX</sub>	A <sub>SMAX,15cm</sub>
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
V3	RDC	0,8G+EY	Bot	-314,3	923,9	1,50	0,20	11,27	-13,37	SPC	0,69	0,81	773,5	-1087,8	15,47	8,11	6,02	2,80	15,47	6,02

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

**Tableau V.34 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 4**

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15$ , $\gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: Fe = 500 MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Cas	LT	LC	P <sub>LT</sub>	P <sub>LC</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>ST,15cm</sub>	A <sub>SC,15cm</sub>	A <sub>SMAX</sub>	A <sub>SMAX,15cm</sub>
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
V4	RDC	0,8G+EY	Bot	-305,3	734,6	1,50	0,20	8,78	-10,81	SPC	0,67	0,83	589,9	-895,2	11,80	8,22	4,68	2,80	11,80	4,68

**Tableau V.35 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 5**

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15$ , $\gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: Fe = 500 MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Cas	LT	LC	P <sub>LT</sub>	P <sub>LC</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>ST,15cm</sub>	A <sub>SC,15cm</sub>	A <sub>SMAX</sub>	A <sub>SMAX,15cm</sub>
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
V5	RDC	0,8G+EX	Bot	378,3	1208,2	1,40	0,20	19,84	-17,14	SPC	0,75	0,65	1490,5	-1112,2	29,81	6,79	10,72	2,80	29,81	10,72

**Tableau V.36 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 6**

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15$ , $\gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: Fe = 500 MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Cas	LT	LC	P <sub>LT</sub>	P <sub>LC</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>ST,15cm</sub>	A <sub>SC,15cm</sub>	A <sub>SMAX</sub>	A <sub>SMAX,15cm</sub>
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
V6	RDC	0,8G+EX	Bot	1224,5	1183,8	1,40	0,20	22,49	-13,75	SPC	0,87	0,53	1954,5	-730,0	39,09	5,85	12,33	2,80	39,09	12,33

**Tableau V.37 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 7**

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15$ , $\gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: Fe = 500 MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Cas	LT	LC	P <sub>LT</sub>	P <sub>LC</sub>	A <sub>ST</sub>	A <sub>SC</sub>	A <sub>ST,35cm</sub>	A <sub>SC,35cm</sub>	A <sub>SMAX</sub>	A <sub>SMAX,35cm</sub>
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
V7	RDC	0,8G+EY	Bot	33,2	3856,9	3,50	0,20	9,49	-9,40	SPC	1,76	1,74	1669,6	-1636,4	33,39	15,53	11,97	4,40	33,39	11,97

### **Abréviations :**

L : Longueur du voile

LT : Longueur de la Zone Tendue

LC : Longueur de la Zone Comprimée

Ep : Epaisseur du voile

P : Effort Normal (positif pour Traction)

M3 : Moment Fléchissant

P<sub>LT</sub> : Effort de Traction équivalent sur LT

P<sub>LC</sub> : Effort de Compression équivalent sur LC

σ<sub>max</sub>, σ<sub>min</sub> : Contrainte max et min sur les extrémités

SEC : Section Entièrement Comprimée

SPC : Section Partiellement Comprimée

SET : Section Entièrement Tendue

A<sub>ST</sub> : Max(Calcul Armatures Longitudinales sur LT, Amin sur LT)

A<sub>SC</sub> : Max(Calcul Armatures Longitudinales sur LC, Amin sur LC)

A<sub>SMAX</sub> : Maximum des Sections d'Armatures en Zones Tendue et Comprimée

A<sub>ST,extrémité</sub> : Max(Calcul Armatures sur l'extrémité tendue, Amin sur l'extrémité tendue)

A<sub>SC,extrémité</sub> : Max(Calcul Armatures sur l'extrémité comprimée, Amin sur l'extrémité comprimée)

A<sub>SMAX,extrémité</sub> : Maximum des Sections d'Armatures sur les extrémités Tendue et Comprimée

### **V.4.12. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après le (RPA version 2003 Article 7.7.2)

$$\bullet \tau_b = \frac{V}{b_0 x d} = \frac{1.4 \times 759,9 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2.2} = 2,687 \text{ MPa}$$

$$\bullet \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

$$\bullet \tau < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_b = 2,687 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} , \text{ Selon le (BAEL 91) .}$$

Tableau V.38 : Tableaux des Armatures Transversales

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES TRANSVERSALES MAXIMALES									
Situation Accidentelle ( $\gamma_b = 1,15$ , $\gamma_s = 1$ ) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: Fe = 500 MPa									
Voile	Niv	Combi	Loc	V2 [kN]	L [m]	Ep [m]	$\tau_b$ [MPa]	$\tau_{blimite}$ [MPa]	At [cm <sup>2</sup> ] e=15cm
V1	RDC	G+Q+EX	Top	-759,9	2,20	0,20	2,69	6,0	<u>1,15</u>
V2	RDC	G+Q+EY	Top	886,4	2,90	0,20	2,38	6,0	<u>1,02</u>
V3	RDC	G+Q+EY	Top	-304,4	1,50	0,20	1,58	6,0	<u>0,68</u>
V4	RDC	G+Q+EY	Top	-277,4	1,50	0,20	1,44	6,0	<u>0,62</u>
V5	RDC	G+Q+EX	Top	395,5	1,40	0,20	2,20	6,0	<u>0,94</u>
V6	RDC	G+Q+EX	Top	-403,8	1,40	0,20	2,24	6,0	<u>0,96</u>
V7	RDC	G+Q+EY	Top	-796,0	3,50	0,20	1,77	6,0	<u>0,76</u>

**Abréviations :**

L : Longueur du voile

V2 : Effort Tranchant

Ep : Epaisseur du voile

$\tau_b$  : Cisaillement dans le béton (RPA99V2003, Art 7.7.2)

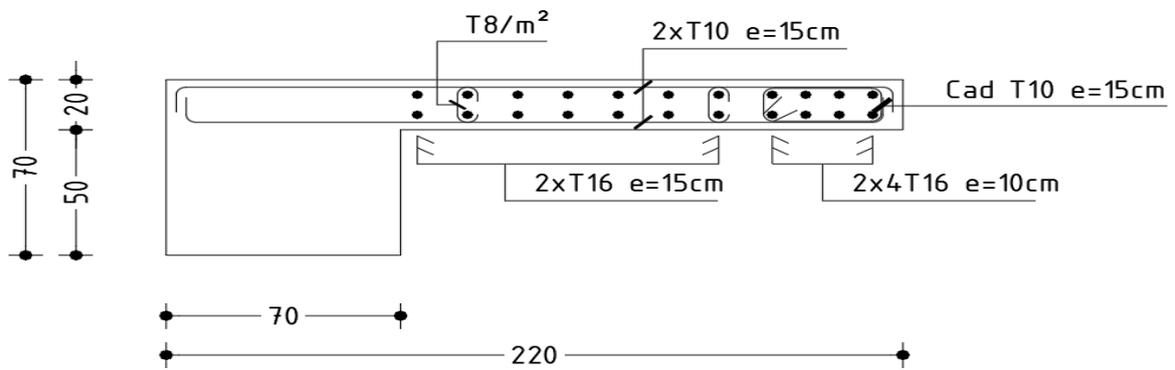
$\tau_{blimite}$  : Cisaillement limite dans le béton (RPA99V2003, Art 7.7.2)

At : Section d'Armatures Transversales

Si  $\tau_b > \tau_{blimite} \Rightarrow$  mise en forme en rouge de la cellule

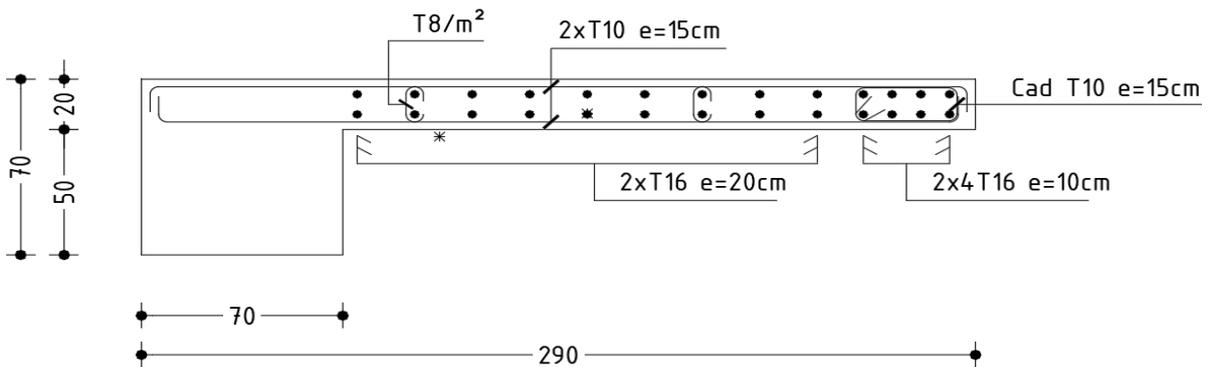
**V.4.12. Schéma de Ferrailages des voiles :**

**voile V1 :**



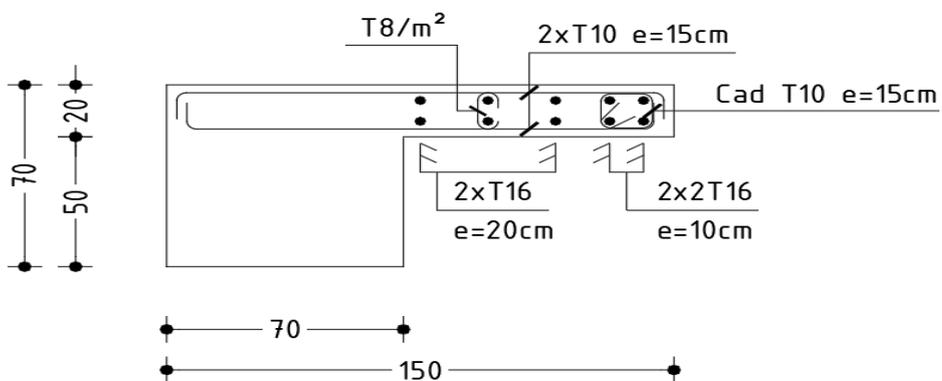
**Figure V.18 : Ferrailage de voile 1**

**voile V2 :**



**Figure V.19 : Ferrailage de voile 2**

**voile V3 :**



**Figure V.20 : Ferrailage de voile 3**

voile V4 :

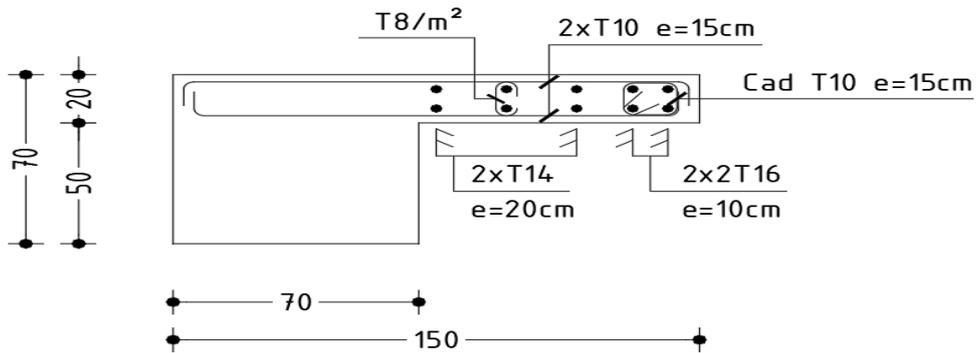


Figure V.21 : Ferrailage de voile 4

voile V5 :

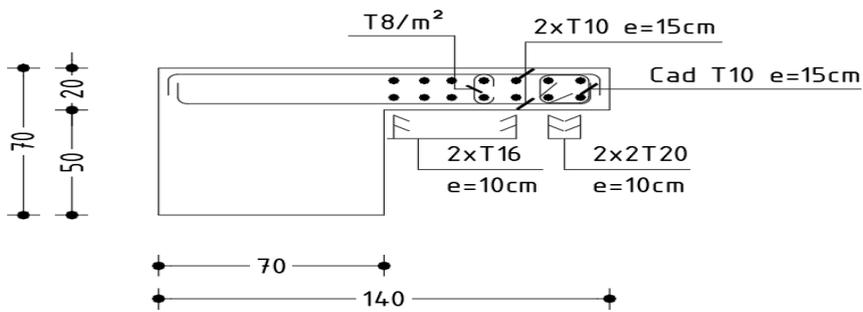


Figure V.22 : Ferrailage de voile 5

voile V6 :

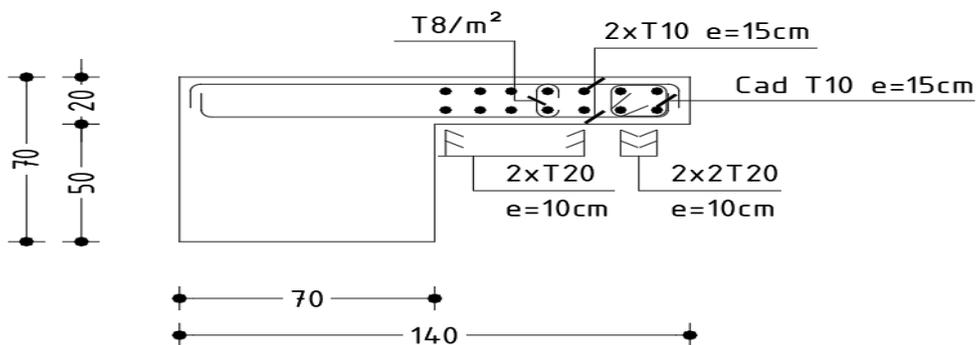


Figure V.23 : Ferrailage de voile 6

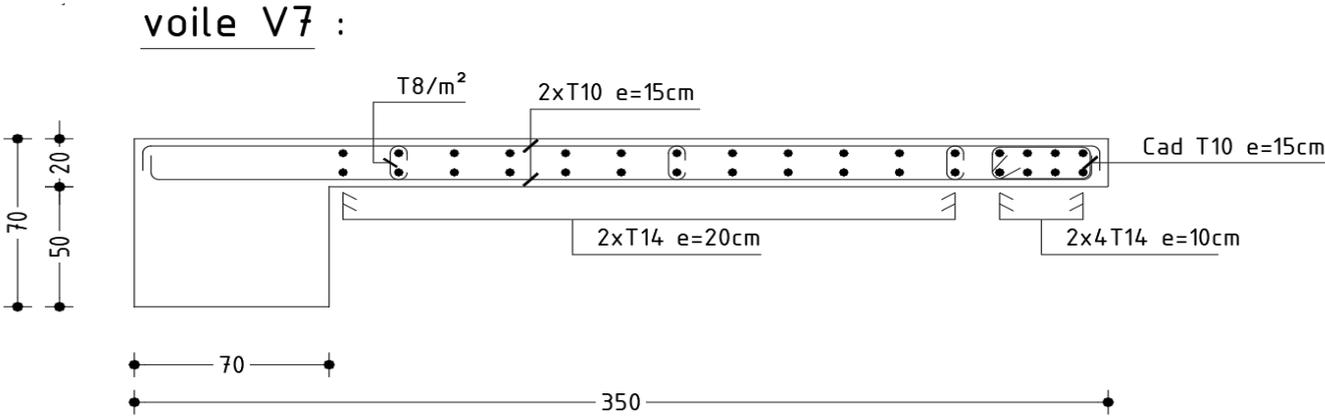


Figure V.24 : Ferrailage de voile 7

# **CHAPITRE VI**

## **ÉTUDE DES FONDATIONS**

## **CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS**

---

### **VI.1. Introduction :**

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (**Poids propre, forces sismiques et charges d'exploitation**).

Les fondations d'un bâtiment représentent un rôle essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

### **VI.2. Fonctions assurées par les fondations :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

### **VI.3. Choix de type de fondations :**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

### VI.4. Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$S_{nec} = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant (ETABS) :

Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
ELS	Combination	0	0	68700,5086	630127,5734	-1252617	3,259E-06

Donc :  $N_{ser} = 68700,509 \text{ KN}$

D'après les résultats de **rapport Géotechnique** :

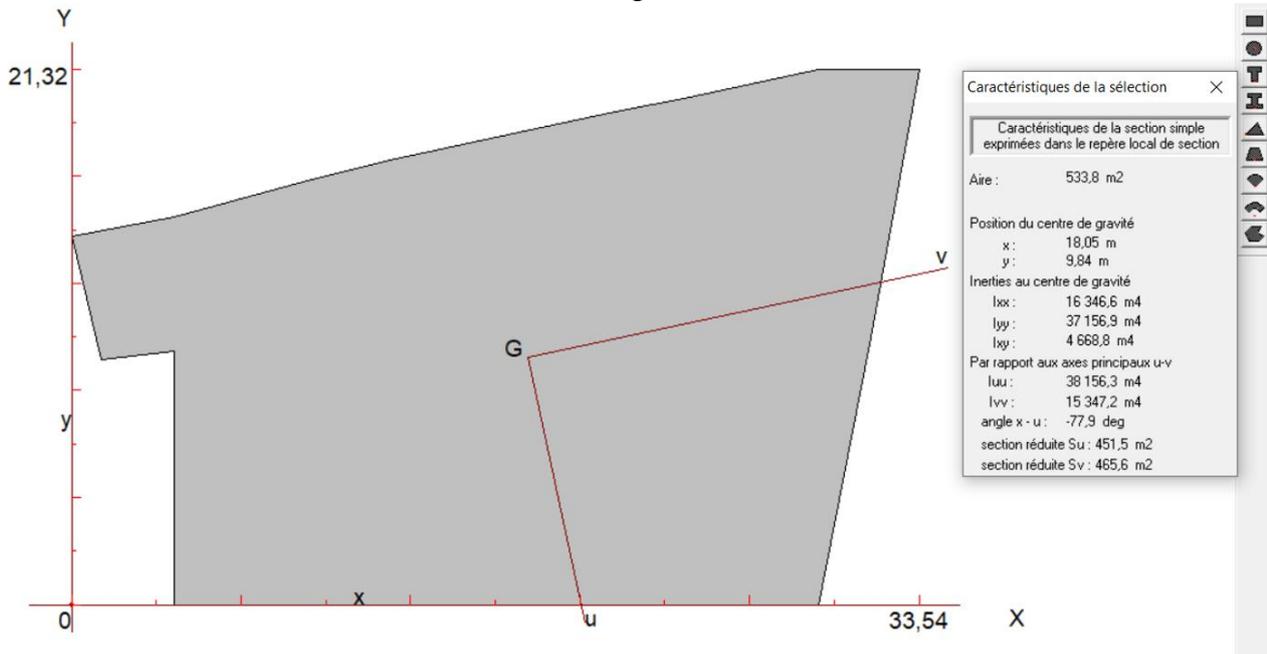
L'encrage (m)/TN	$q_{adm}$ (bar)
4.50	1.50

Donc :  $\overline{\sigma_{sol}} = 1,5 \text{ bar}$

$$S_{nec} = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{68700,509}{150} = 458 \text{ m}^2$$

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

On calcule la surface de bâtiment on utilise logiciel **SOCOTEC** on trouve :



Donc : **La surface de Bâtiment = 533,8 m<sup>2</sup>**

$\frac{S_{nec}}{Surface\ Bâtiment} = \frac{458}{533,8} = 0,85 = 85\%$  La surface totale dépasse **50%** de la surface d'emprise du Bâtiment, pour cela on a opté pour **un radier Général** comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

### VI.5. Radier Général :

#### VI.5.1. Pré dimensionnement du radier :

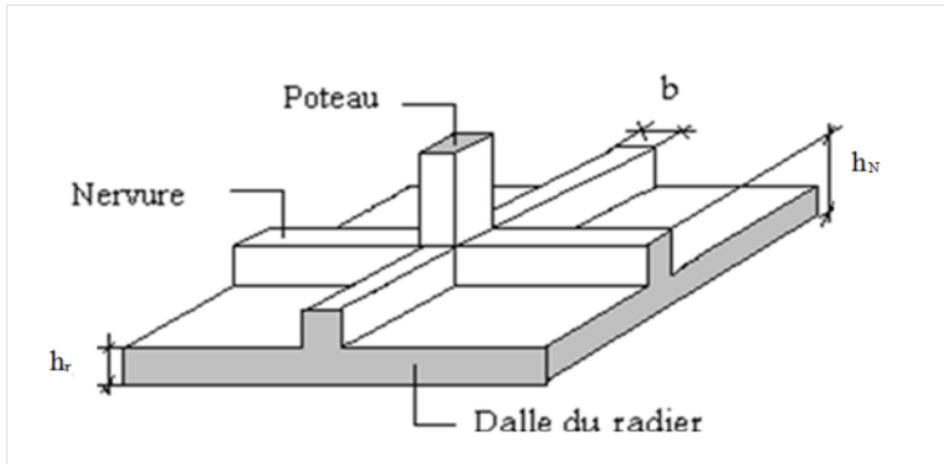


Figure VI.1 : Radier général nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour **un radier nervuré** (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

#### VI.5.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que : 
$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 68700,509 \text{ KN (Obtenu à partir du ETABS).}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1,5 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow S_{nec} \geq 458 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale du radier devient } S_{rad} = 533,8 \text{ m}^2$$

Un radier général ne peut jouer efficacement son rôle (répartition des charges) que s'il est raide vis-à-vis du sol sous et de ce fait son épaisseur doit être assez importante ; Nous avons opté pour **un radier nervuré**.

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

### VI.5.3. Epaisseur de la dalle :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

**a. Condition forfaitaire :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{510}{738} = 0.69 > 0.4$$

$$h_{1 \text{ radier}} \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec : } L_{\max} : \text{La longueur maximale entre les axes des poteaux.}$$

$$L_{\max} = 7,38 \text{ m}$$

$$h_{1 \text{ radier}} \geq 36,9 \text{ cm} \text{ donc on prend } h_{1 \text{ radier}} = 50 \text{ cm.}$$

**b. Condition Cisaillement dans une dalle :**

**b.1. Définition :** Une contrainte de cisaillement c'est une force (en **Newtons**) appliquée à une surface (en **m<sup>2</sup>**).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times h_{\text{radier}}} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 3\text{MPa})$$

Avec :

**T<sub>u</sub>** : effort tranchant par la bande de largeur b

**h<sub>radier</sub>** : épaisseur de la dalle de radier.

On doit vérifier la contrainte de cisaillement par la bande de cisaillement b :

$$\text{Avec: } Nu = 94831,08 \text{ KN} \quad L_x = 5,10 \text{ m} \quad L_y = 7,38 \text{ m}$$

$$\text{on a : } \tau_u = \frac{T}{b \times h_{\text{radier}}} \quad T_u = \frac{q \times L}{2} \quad q = \frac{Nu}{S_{\text{rad}}}$$

$$\tau_u = \frac{Nu}{S_{\text{radier}}} \times \frac{b \times l_y}{2 \times b \times h_{\text{radier}}} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \begin{matrix} 0,1 \times f_{c28} \\ 4 \text{ MPa} \end{matrix} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$$h_{2 \text{ radier}} \geq \frac{Nu \times L_y}{S_{\text{radier}} \times 2 \times \bar{\tau}_u} = \frac{94831,08 \times 10^3 \times 7380}{533,8 \times 10^6 \times 2 \times 3} = 21,85 \text{ cm}$$

$$\text{Conclusion: } h \geq \text{Max} (h_{1 \text{ radier}}, h_{2 \text{ radier}}) = 50 \text{ cm}$$

### VI.5.4. Dimensionnement des nervures :

**a. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{738}{10} = 73,8 \text{ cm}$$

Donc on opte **h<sub>1</sub>=70 cm**

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

---

### b. La hauteur de nervure :

#### b.1. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcul par la formule de la flèche :

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

On a :  $L_{max} = 7,38 \text{ m}$    $49,2 \leq hn \leq 73,8$

On prend :  $hn_2 = 50 \text{ cm}$

#### b.2. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

**E:** Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=20000\text{MPa}$ ).

**K:** Coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  ( cas d'un sol moyen).

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → 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.

**b = 0,7m** Largeur de poteau.

**I:** Inertie de la section transversale du radier (  $I= \frac{b \times h^3}{12}$  ).

**L:** distance maximal entre deux poteaux.

Donc :  $h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times (2 \times 7380)^4}{20000 \times \pi^4}} = 143 \text{ cm}$       donc on prend :  $h_{N3} = 145 \text{ cm}$

#### Le coffrage adopté :

- Pour les nervures :  $h_r \geq \text{Max} (h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max} (70; 50; 145) = 145 \text{ cm}$

On prend :  $h_n = 145 \text{ cm}$  et  $b = 70 \text{ cm}$

- Pour la dalle : Épaisseur de la dalle du radier  $h = 50 \text{ cm}$ .

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

---

### VI.5.5. Caractéristiques géométriques du radier :

#### a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 18,05 \text{ m} \\ Y_G = 9,84 \text{ m} \end{cases}$$

#### b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 16346,4 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 37156,9 \text{ m}^4 \end{cases}$$

### VI.5.6. Vérifications Nécessaires :

#### a. Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- $N$  : Charge verticale permanente :  $N = N_1 + N_2$
- $N_1$  : Poids propre de la structure.
- $N_2$  : Poids propre du radier :  $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- $M_R$  : 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'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 68700,509 \text{ KN}$$

$$N_2 = 25 \times 533,8 \times 0.50 = 6672,5 \text{ KN}$$

$$N = 75373,009 \text{ KN}$$

#### • Sens x :

$$M_{0x} = 2621,3027 \text{ KN.m} \quad V_{0x} = 1950,56 \text{ KN}$$

$$h = 4,5 \text{ m} \quad B_x = 33,55 \text{ m}$$

**Donc :**

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h = 11398,82 \text{ kN.m}$$

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

---

$$e_x = \frac{M_r}{N} = \frac{11398,82}{75373,009} = 0,15 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{33,55}{4} = 8,39 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Sens y :**

$$M_{0y} = 1840,49 \text{ KN.m} \quad V_{0y} = 3781,89 \text{ kN}$$

$$h = 4,5 \text{ m} \quad B_y = 21,14 \text{ m}$$

Donc :

$$M_R = 18859 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = \frac{18859}{75373,009} = 0,25 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{21,14}{4} = 5,29 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

**b. vérification des contraintes sous le radier :**

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol  $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ .

Les contraintes du sol sont données par :

**b.1. Sollicitation du premier genre :**

$$\text{A L'ELS:} \quad N_{ser} = 68700,509 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{68700,509}{533,8} = 128,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 128,70 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

**b.2. Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$$

On vérifie que :

-  $\sigma_1$  Ne doit pas dépasser  $1,5 \sigma_{sol}$ .

-  $\sigma_2$  Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

-  $\sigma \left( \frac{l}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1,33 \sigma_{sol}$ .

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

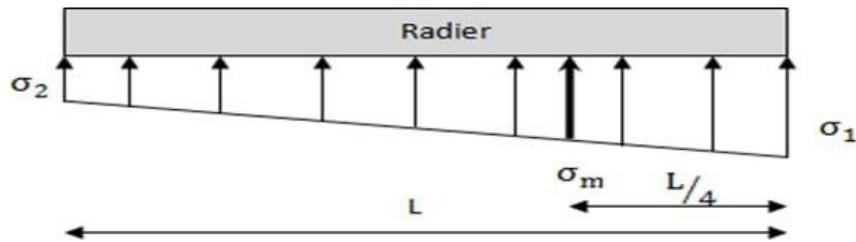


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier

### A L'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 94831,08 \text{ KN}$$

$M$  : Moment de renversement :

$$M_r \text{ x-x} : 11398,82 \text{ KN.m}$$

$$M_r \text{ y-y} : 18859 \text{ KN.m}$$

$$I_{xx} = 16346,4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 37156,9 \text{ m}^4$$

$$S_{rad} = 533,8 \text{ m}^2$$

Tableau VI. 1 : Contrainte sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	190,24	165,06	183,95
Sens y-y	182,64	172,66	180,15
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$ = 225 kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$ = 199,5kN/m <sup>2</sup>

### A L'ELS :

–  $N_s = G + Q = 68700,509 \text{ KN}$

–  $M$  : Moment de renversement.

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

**Tableau VI. 2 :** Contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	141,29	116,11	135
<b>Sens y-y</b>	133,7	123,71	131,2
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199,5 \text{ kN/m}^2$

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**b.3. Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**  $q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 183,95 \text{ kN/m}$

**ELS :**  $q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 135 \text{ kN/m}$

**VI.5.7. Ferrailage de la dalle du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se reporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

**a. Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  .....sens de la grande portée.

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau de rive :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

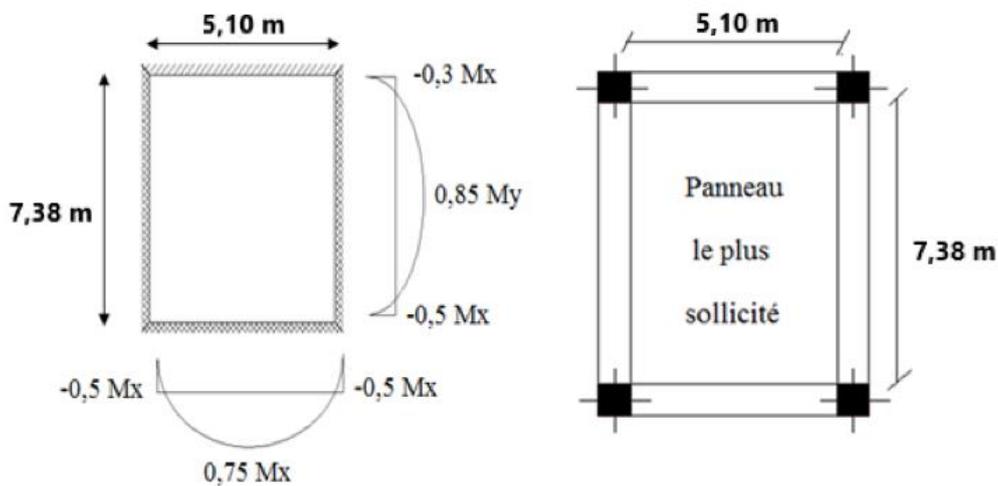


Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité

- Panneau intermédiaire :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

➤ Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5M_0$

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- Valeur de la pression sous radier :

- ELU

$$q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 183,95 \text{ kN/m}$$

- ELS

$$q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 135 \text{ kN/m}$$

ELU :  $\nu = 0$

**Tableau VI. 3 :** Calcul des moments à l'ELU

Lx (m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	$\mu_x$	$\mu_y$	qu (kN/m)	Mx (kN. m)	M <sub>tx</sub> (kN. m)	M <sub>y</sub> (kN. m)	M <sub>ty</sub> (kN. m)	M <sub>a</sub> (kN. m)
5,1	7,38	0,69	0,0697	0,4181	183,95	333,48	250,11	139,39	104,54	166,74

ELS :  $\nu = 0.2$

**Tableau VI.4 :** Calcul des moments à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	$\mu_x$	$\mu_y$	q <sub>ser</sub> (kN/m)	Mx (kN. m)	M <sub>tx</sub> (kN. m)	M <sub>y</sub> (kN. m)	M <sub>ty</sub> (kN. m)	M <sub>a</sub> (kN. m)
5,1	7,38	0,69	0,0755	0,5704	135	265,11	198,83	151,22	113,42	132,56

### VI.5.8. Calcul du ferrailage :

#### a. Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

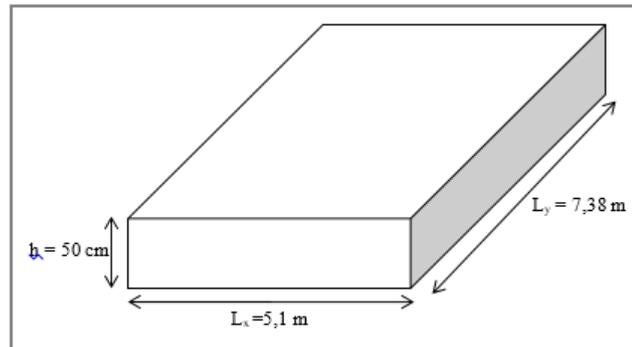


Figure VI. 1: Schéma du radier

### Les données :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $FeE500$  ;  
 $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$ .

Tableau VI. 5 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\mu$	$\alpha$	$Z$ ( $\text{mm}$ )	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{smin}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	x-x	250,11	0.069	0.089	433,98	13,25	4,97	7T16	14,07
	y-y	104,54	0.029	0.036	443,52	5,42	4,97	7T16	14,07
Appuis	x-x	166,74	0.046	0.059	439,38	8,72	4,97	7T16	14,07
	y-y								

- **Espacement :**

- **En Travée :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33 \text{ cm}}\right) = 33 \text{ cm}$  **Vérifié** esp=15cm

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45 \text{ cm}}\right) = 45 \text{ cm}$  **Vérifié** esp=15 cm

- **En Appuis :**

Sens x-x et y-y :  $esp = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33 \text{ cm}}\right) = 33 \text{ cm}$  **Vérifié** esp=15cm

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

- Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,97 \text{ cm}^2 < 14,07 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**Tableau VI. 6** : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	198,83	14,07	11,83	287394,04	8,17	18	344,20	250	Non vérifie
	y-y	113,42	14,07	11,83	287394,04	4,67	18	196,34	250	Vérifie
<b>Appuis</b>	x-x	132,56	14,07	11,83	287394,04	5,46	18	229,48	250	Vérifie
	y-y									

Les contraintes n'étant pas vérifiées, nous avons augmenté la section des aciers

**Tableau VI. 7** : Redimensionnement des armatures

	Sens	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub>
<b>Travée</b>	x-x	13,25	7T20	21,99	15
	y-y	5,42	7T16	14,07	15
<b>Appui</b>	x-x	8,72	7T16	14,07	15

**Tableau VI. 8** : Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	198,83	21,99	14,24	408348,418	6,93	18	224,63	250	Vérifie
	y-y	113,42	14,07	11,83	287394,0398	4,64	18	196,34	250	Vérifie
<b>Appuis</b>	x-x	132,56	14,07	11,83	287394,0398	5,46	18	229,48	250	Vérifie

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

### Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètres T12 généralement appelées **CHAISES** donc on prévoit 4 chaise de T12 par m<sup>2</sup>.

### VI.5.9. Schéma ferrailage de radier :

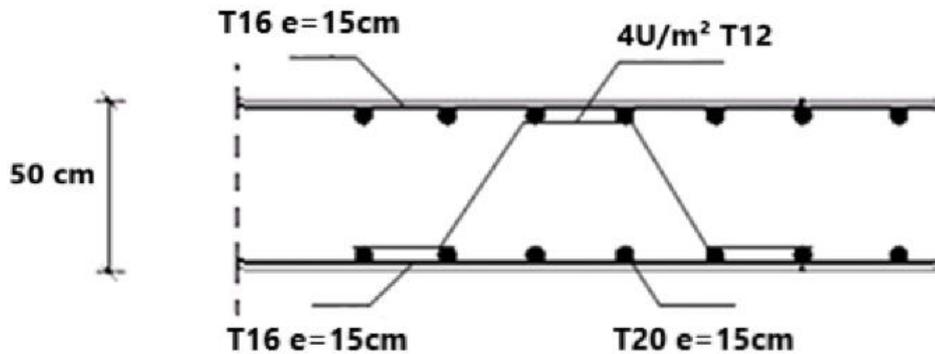


Figure VI. 5 : Ferrailage de la dalle du radier sur travée

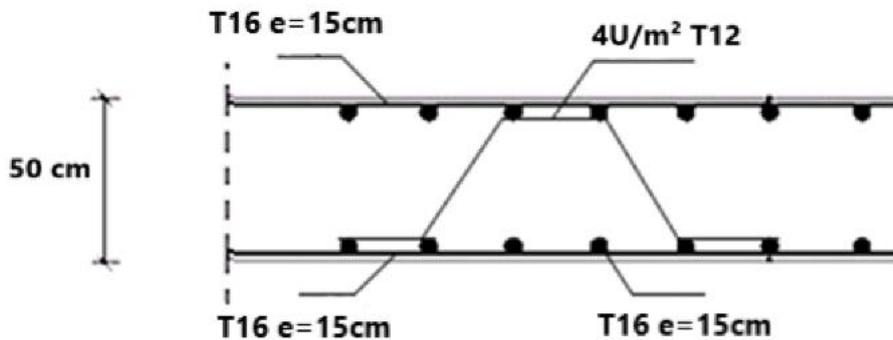


Figure VI. 6 : Ferrailage de la dalle du radier sur appuis

### b. Ferrailage des nervures :

#### b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0,75 \times M_0$

Sur appuis :  $M_a = 0,50 \times M_0$

### b.2. Calcul des armatures :

Les données :

$$b = 70 \text{ cm} ; h = 145 \text{ cm} ; d = 130,5 \text{ cm}$$

- Sens porteur (y-y) :

$$L = 7,38 \text{ m}$$

$$q_u = 183,95 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{183,95 \times 7,38^2}{8} = 1252,34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 1252,34 = 939,26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,50 M_0 = 0,5 \times 1252,34 = 626,17 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI. 9 : Ferrailage des nervures sens Porteur**

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	939,26	0,046	0,059	127,42	16,95	12T16	24,13
<b>Appuis</b>	626,17	0,031	0,039	128,46	11,21	8T16	16,08

- Sens non porteur (x-x) :

$$L = 5,10 \text{ m}$$

$$q_u = 183,95 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 598,07 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI. 10 : Ferrailage des nervures sens non Porteur**

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	448,55	0,022	0,028	129,04	7,99	6T16	12,06
<b>Appuis</b>	299,03	0,015	0,019	129,51	5,31	6T14	9,24

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,09 \text{ cm}^2 < 24,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

- $L = 7,38 \text{ m}$  ;  $q_{\text{ser}} = 135 \text{ KN/ml}$  ;  $M_0 = \frac{135 \times 7,38^2}{8} = 919,09 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 919,09 = 689,32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,50 \times M_0 = 0,5 \times 919,09 = 459,54 \text{ KN.m}$$

- $L = 5,10 \text{ m}$  ;  $q_{\text{ser}} = 135 \text{ KN/ml}$  ;  $M_0 = \frac{135 \times 5,10^2}{8} = 438,92 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 438,92 = 329,19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,50 M_0 = 0,5 \times 438,92 = 219,46 \text{ KN.m}$$

Les données :  $b = 70 \text{ cm}$  ;  $h = 143 \text{ cm}$  ;  $d = 130,5 \text{ cm}$

Tableau VI. 11 : Vérification des contraintes

	Sens	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens Porteur	Travée	689,32	24,13	31,93	4276302,47	5,15	18	238,34	250	vérifier
	Appuis	459,54	16,08	26,74	3042921,94	4,04	18	235,05	250	vérifier
Sens non Porteur	Travée	329,19	12,06	23,52	2373940,77	3,26	18	222,53	250	vérifier
	Appuis	219,56	9,24	20,84	1877897,08	2,44	18	192,32	250	vérifier

### b.3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \\ T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{183,95 \times 7,38}{2} = 678,78 \text{ kN} \\ \tau_u = \frac{678,78 \times 10^3}{700 \times 1305} = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

**b.4. Ferrailage transversal :**

- Selon le règlement BAEL91 :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- Selon le règlement (RPA99 Version 2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 19,2 \text{ cm Zone nodale.} \quad \text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 71,5 \text{ cm} \quad \text{Zone Courante}$$

Donnée :  $f_c = 500\text{MPa}$  ;  $\tau_u = 0,75 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,4\text{Mpa}$  ;  $b = 70 \text{ cm}$  ;  $d = 130,5 \text{ cm}$ .

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 20\text{cm} \quad \text{Zone courante}$$

**Tableau VI. 12 :** Ferrailage transversal et l'espacement

	St(cm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone nodale</b>	15	3,15	6T10	4,71
<b>Zone courante</b>	20	4,2	6T10	4,71

**b.5. Armature de peau :**

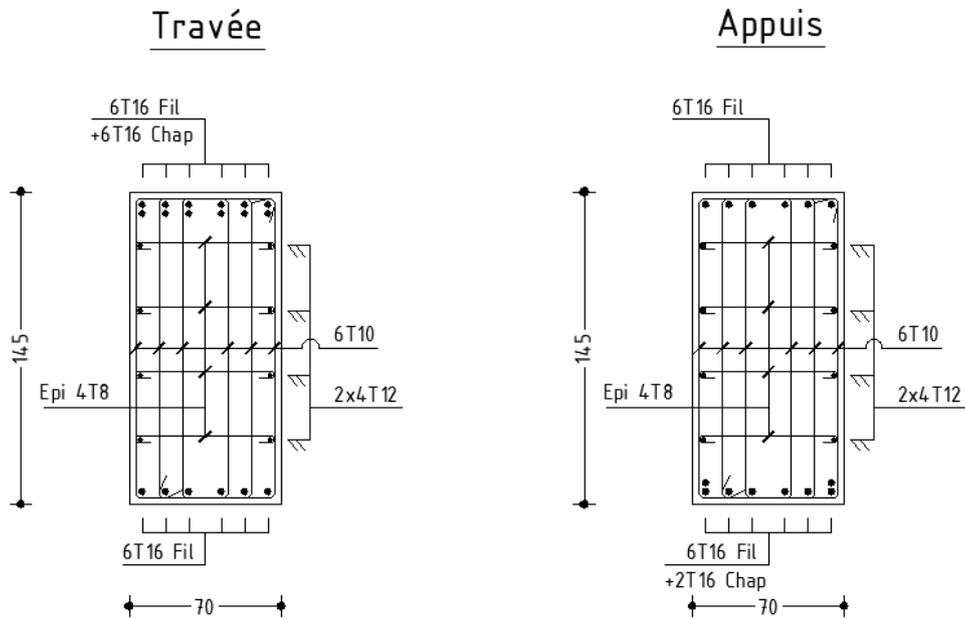
Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction :

Dans notre cas :

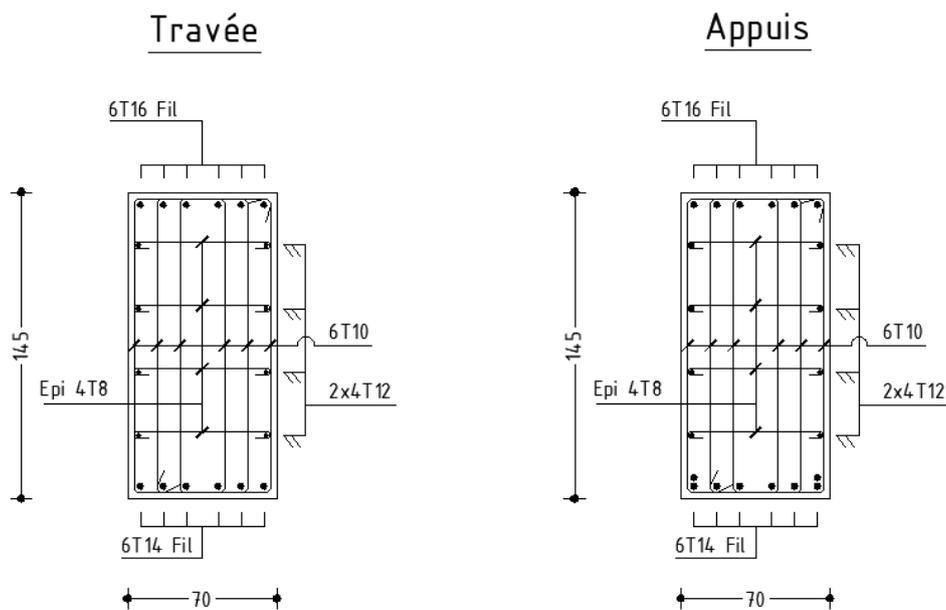
$$h = 143 \text{ cm} \quad A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,43 = 4,29 \text{ cm}^2$$

On adopte choix : **4T12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

**VI.5.10. Schéma de Ferrailage des Nervures :**



**Figure VI. 7 : Ferrailage des nervures sens Porteur**



**Figure VI. 8 : Ferrailage des nervures sens non Porteur**

### VI.6. Etude du voile périphérique :

#### VI.6.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'à 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 et les fondations.

#### VI.6.2. Pré dimensionnement du voile périphérique :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, il faut que :

- 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  $50 \times \emptyset$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

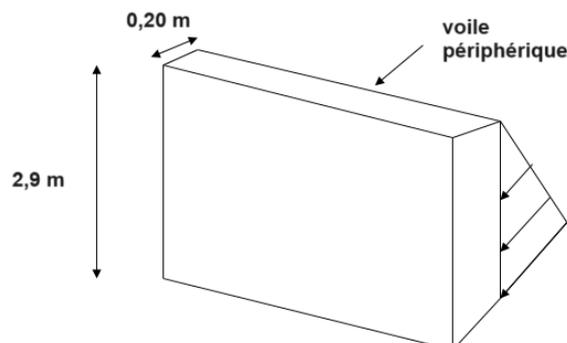
Avec :  $B=20\text{ cm}$  (Section du voile).

#### VI.6.3. Evaluation 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.

$$L_z = 3,4 - 0,50 = 2,9\text{ m}$$

$$L_y = 7,32 - 0,70 = 6,62\text{ m}$$



## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

**Figure VI. 9 :** Voiles périphérique

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de **1m** se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La charge de poussées des terres est donnée par :  $P_i = k_0 \times \gamma_d \times H$

Avec :

- $P_i$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- $k_0$  = Coefficient de poussée =  $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\phi}{2})]$ .
- $\gamma_d$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_d=20,5 \text{ kN/m}^3$ ).
- $H$  = Hauteur du voile ( $H= 2,9 \text{ m}$ ).
- $\phi$  : Angle de frottement interne du remblai = **32° selon le rapport Géotechnique.**
- $\phi = 32^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,307$

Donc :  $P_i = K_0 \times \gamma_d \times H = 18,25 \text{ KN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 \times P_i = 24,64 \text{ KN/m}$

### VI.6.4. Effort dans la Dalle :

$\frac{L_z}{L_y} = \frac{2,9}{6,62} = 0,43 > 0,4$  La dalle travaille dans **les deux sens.**

$$\mu_z = 0,1062$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_z = \mu_z P_u L_z^2 = 22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 5,5 \text{ KN.m}$$

#### - Moment en travée :

$$M_{tz} = 0,75 \times M_z = 16,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 4,125 \text{ KN.m}$$

#### - Moment sur appuis :

$$M_{az} = M_{ay} = 0,5 M_z = 11 \text{ KN.m}$$

### VI.6.5. Calcul du Ferrailage :

Les données :  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 20\text{cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 13 :** Ferrailage du voile périphérique

	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	z-z	16,5	0,03	0,038	17,73	2,14	1,99	6T12	6,79	20
	y-y	4,125	0,007	0,009	17,94	0,69	1,99	6T10	4,71	20
<b>Appuis</b>	z-z	11	0,020	0,025	17,82	1,42	1,99	6T10	4,71	20

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

	y-y									
--	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

• **Condition exigée :** le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

### VI.6.6. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

$$T_z = \frac{q_u L_z L_y}{2L_z + L_y} = 38,09 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_z}{3} = 23,82 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_z; T_y) = 38,09 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{38,09 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

### VI.6.7. Vérification à l'ELS :

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,43 \geq 0,4 \Rightarrow \mu_z = 0,1062 ; \mu_y = 0,2500$$

$$P_{\text{ser}} = 18,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \mu_z P_{\text{ser}} L_z^2 = 16,30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 4,075 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

$$M_{tz} = 0,75 \times M_z = 12,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 3,06 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{az} = M_{ay} = 0,5 \times M_z = 8,15 \text{ KN.m}$$

### VI.6.8. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

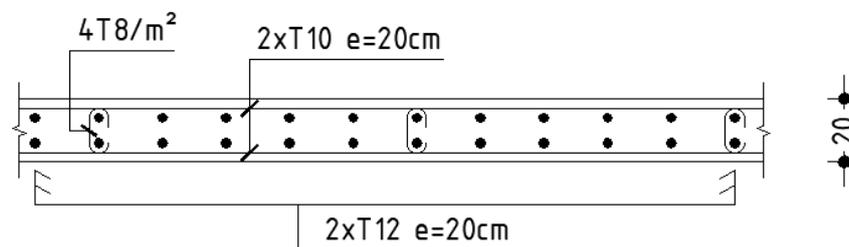
**Tableau VI. 14 :** Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	z-z	12,23	6,79	5,12	21370,27	2,93	18	110,55	250	vérifié
	y-y	3,06	4,71	4,39	15906,79	0,84	18	39,24	250	vérifié
Appuis	z-z y-y	8,15	4,71	4,39	15906,79	2,25	18	104,63	250	vérifié

### VI.6.9. Schéma Ferrailage du Voile Périphérique :

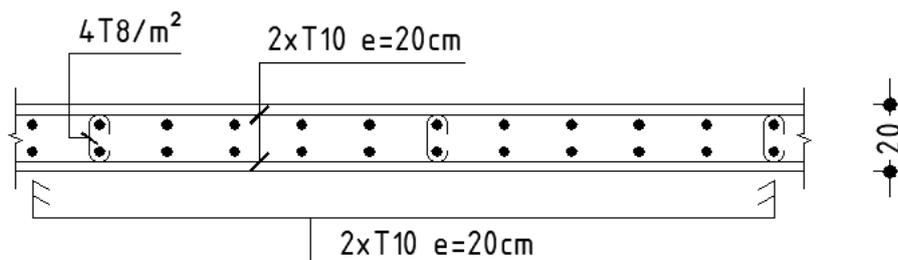
Voile Périphérique :

Sens X-X



**Figure VI. 10:** Ferrailage de voiles périphérique sens x.x

Sens Y-Y



**Figure VI. 11** : Ferrailage de voiles périphérique **sens y.y**

## Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études fût une expérience très enrichissante dans la mesure où il nous a permis de mettre en application directe plusieurs modules enseignés à l'université Saad Dahleb Blida1 dont notamment : le bâtiment, la dynamique des structures, la résistance des matériaux, la mécanique des sols ou encore le béton armé et il a permis de faire échanges avec plusieurs personnes telles que les enseignants et les ingénieurs qui nous avons donné une chance pour percer dans le domaine et voir beaucoup plus le côté pratique et le calcul réel .

Les points importants tirés de cette étude sont :

- J'ai constaté que le pré dimensionnement n'est qu'une étape (malgré qu'elle est obligatoire), qui est revue après les différentes vérifications (effort normal réduites et étude dynamique).
- Le règlement **RPA99 version 2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- La modélisation de la structure a été menée principalement à l'aide du logiciel **ETABS V20** Cependant certains éléments de la structure (escalier, acrotère,), nous avons dimensionnés manuellement.
- D'après le RPA L'effort normal réduite n'a pas vérifié dans les poteaux donc on a obligé d'augmenter la section et on a ferrillé par le minimum.
- Le ferrillage des voiles a été fait par la méthode des efforts internes.
- Nous avons rencontré un problème dans la disposition des voiles car on a un parking et des commerces dans rez chaussée et 1<sup>er</sup> étage plus des bureaux dans le 2<sup>ème</sup> étage, ce problème donne un déplacement inter étage limite plus un ferrillage très importants.
- Concernant les fondations on a été obligé pour un radier nervuré, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filante.

En définitive, pour éviter tous ces problèmes il faut faire une bonne communication entre l'ingénieur et l'architecte dès le premier avant commencé le projet.

# Bibliographie

## Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes **RPA99 / VERSION 2003 (DTR – B.C 2.48)**
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93 (DTR – B.C. 2-41)**
- Charges permanentes et charges d'exploitation, (**DTR B C 2 2**)

## Ouvrages :

- Pratique du CBA93 par Jean ROUX et Jean PERCHAT (édition : EYROLLES)
- Contreventement des bâtiments par M. ALBIGES et GOULET (E.H.E.C)
- Calcul des ouvrages en béton armé par BELAZOUGUI (édition : office des publications universitaires)
- Le béton armé aux Etats limites par BELAZOUGUI (édition : office des publications universitaires)
- Ossatures des bâtiments par André COIN (édition EYROLLES)
- Béton armé - Guide de calcul – par Jacques LAMIRAULT et Henri RENARD (édition : FOUCHER)
- Guide de la conception parasismique des bâtiments -Association Française du génie parasismique – (édition EYROLLES)
- DAVIDOVICI : Formulaire du béton armé

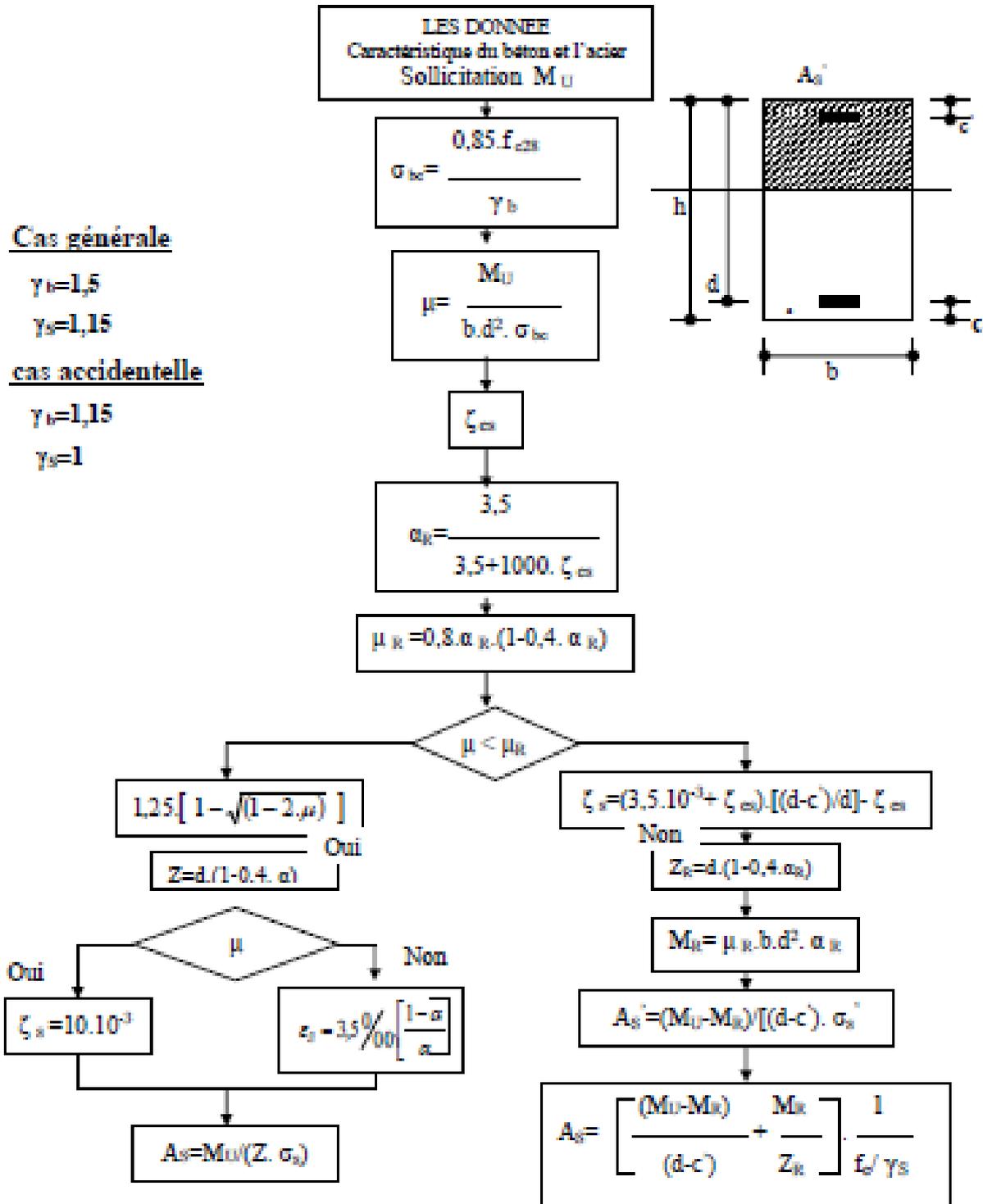
## Cours :

- Cours du béton armé (2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> année)
- Cours de la dynamique des structures (4<sup>ème</sup> année)
- Cours de la résistance des matériaux (2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> année)
- Cours de charpente métallique
- Cours de bâtiments (4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup> année)

# **ANNEXE**

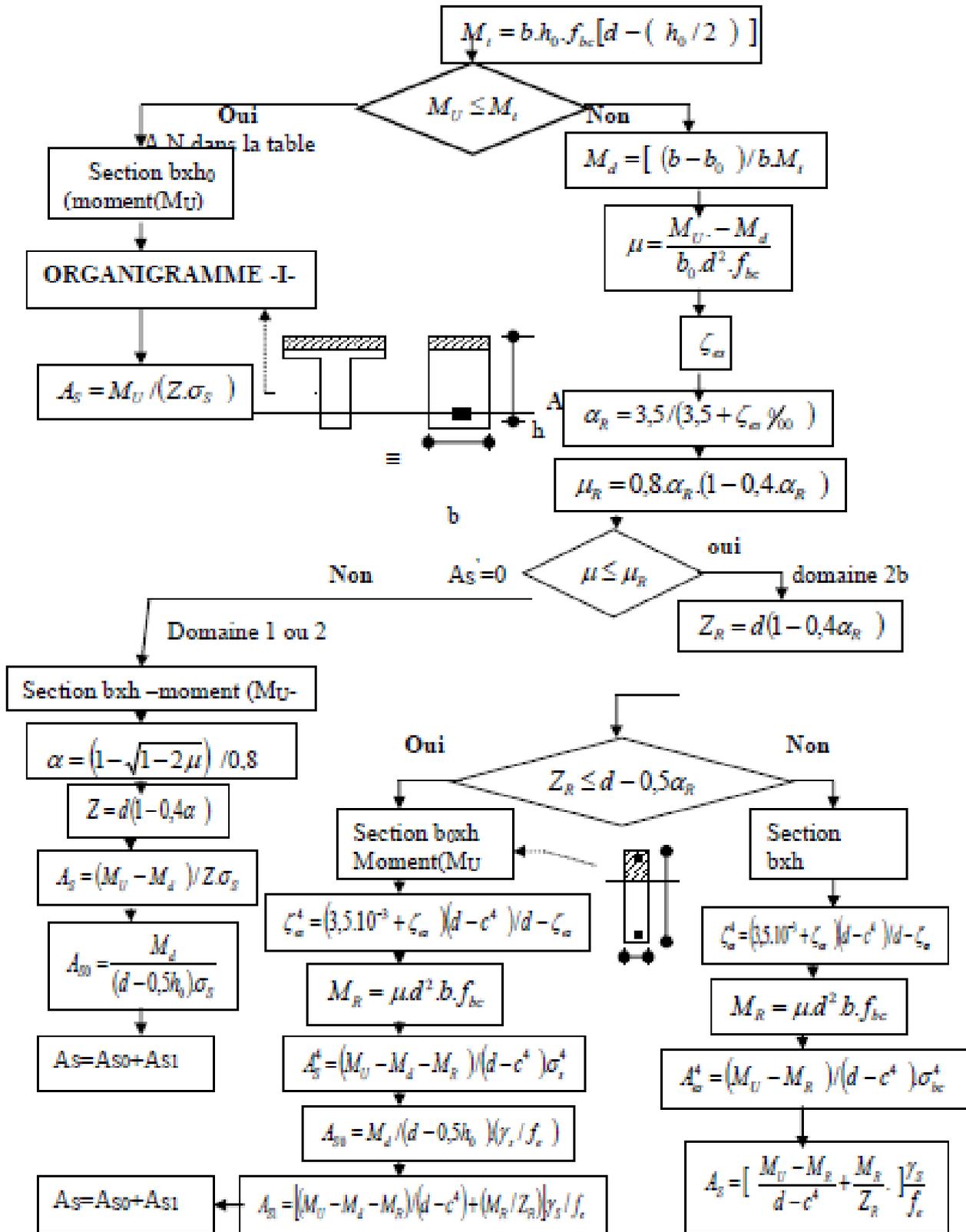
**ORGANIGRAMME -I-**

**SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION SIMPLE**



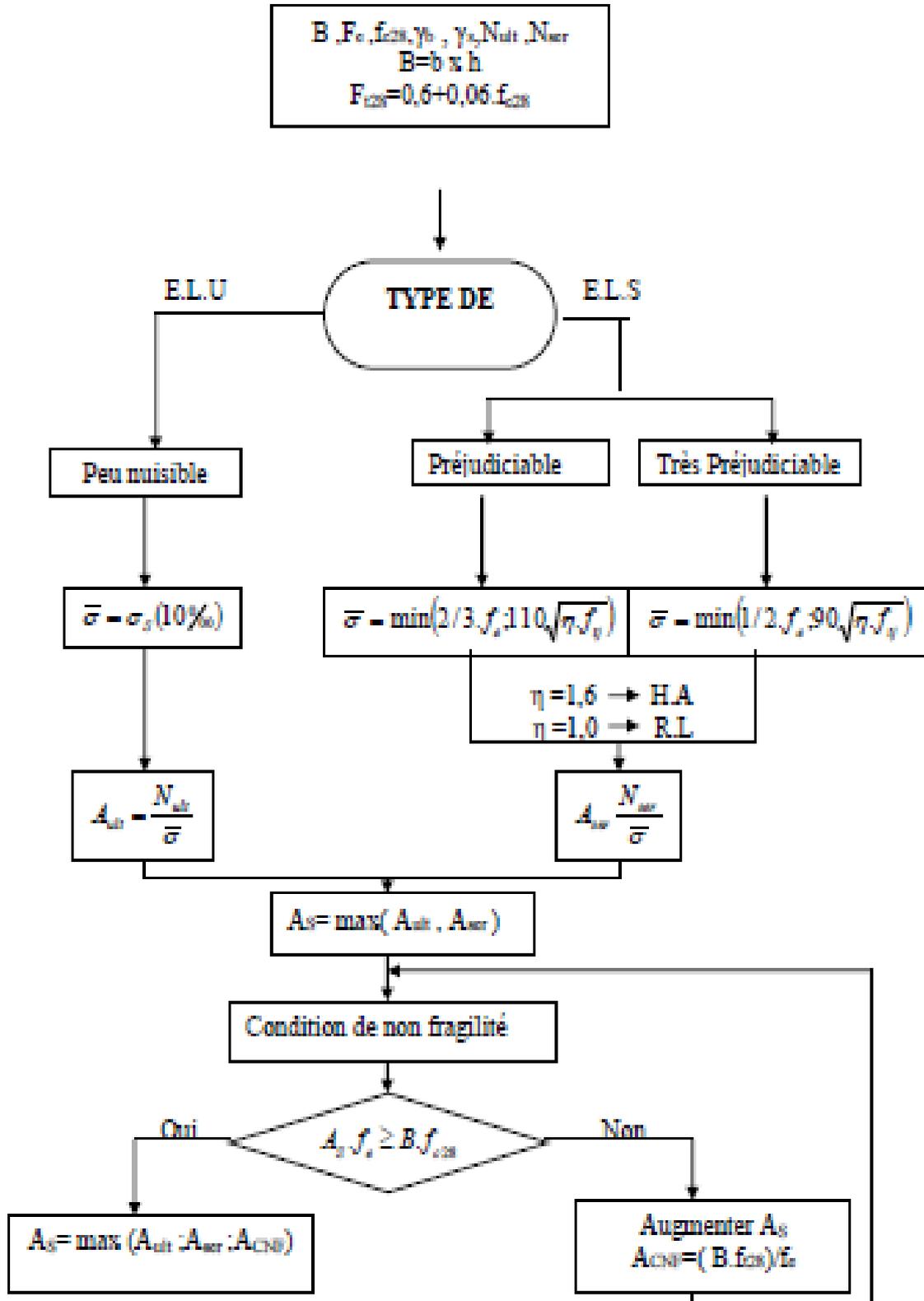
**ORGANIGRAMME -II-**

**CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A -ELU- EN FLEXION SIMPLE**



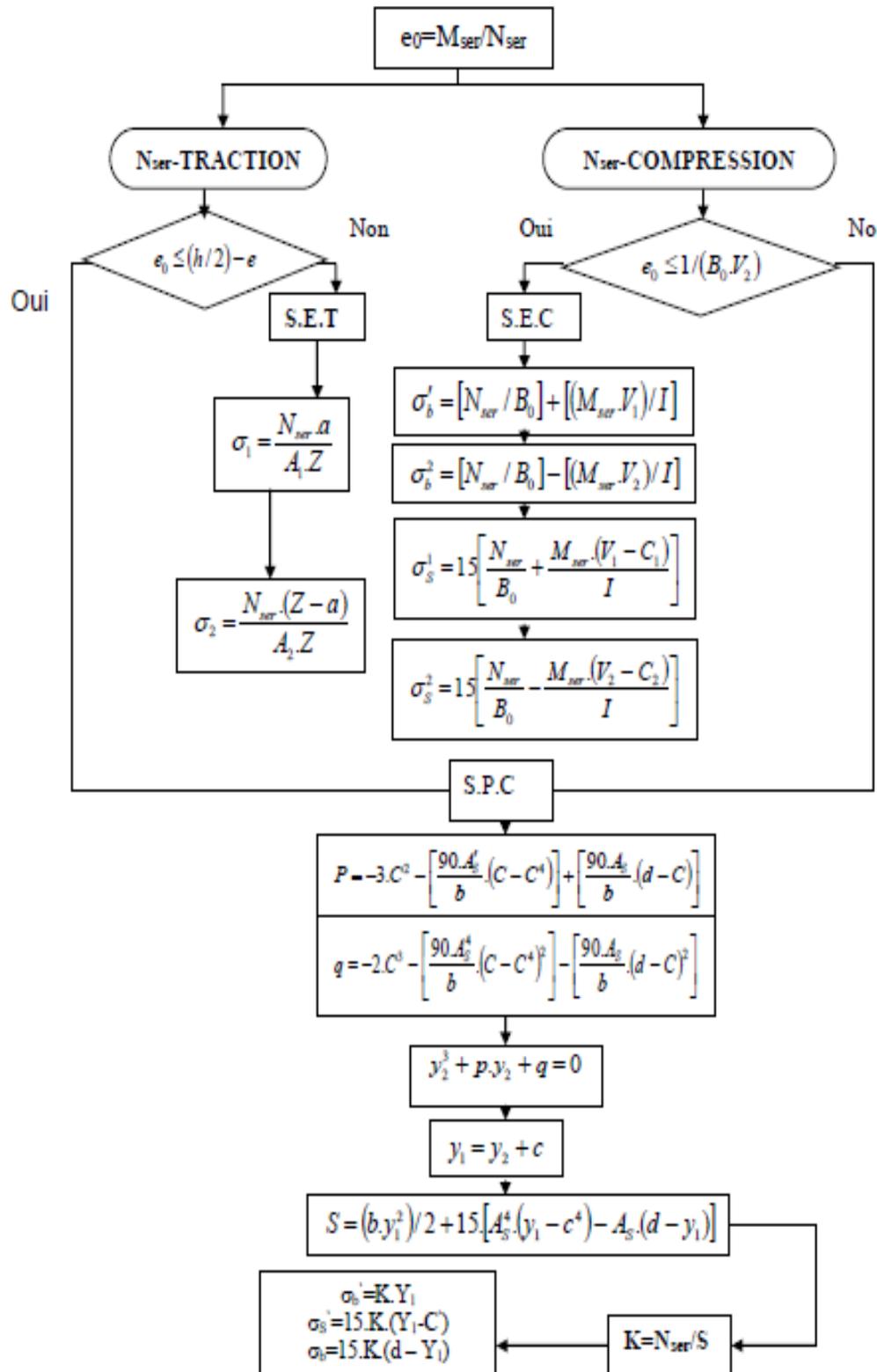
**ORGANIGRAMME -III-**

**TRACTION SIMPLE**



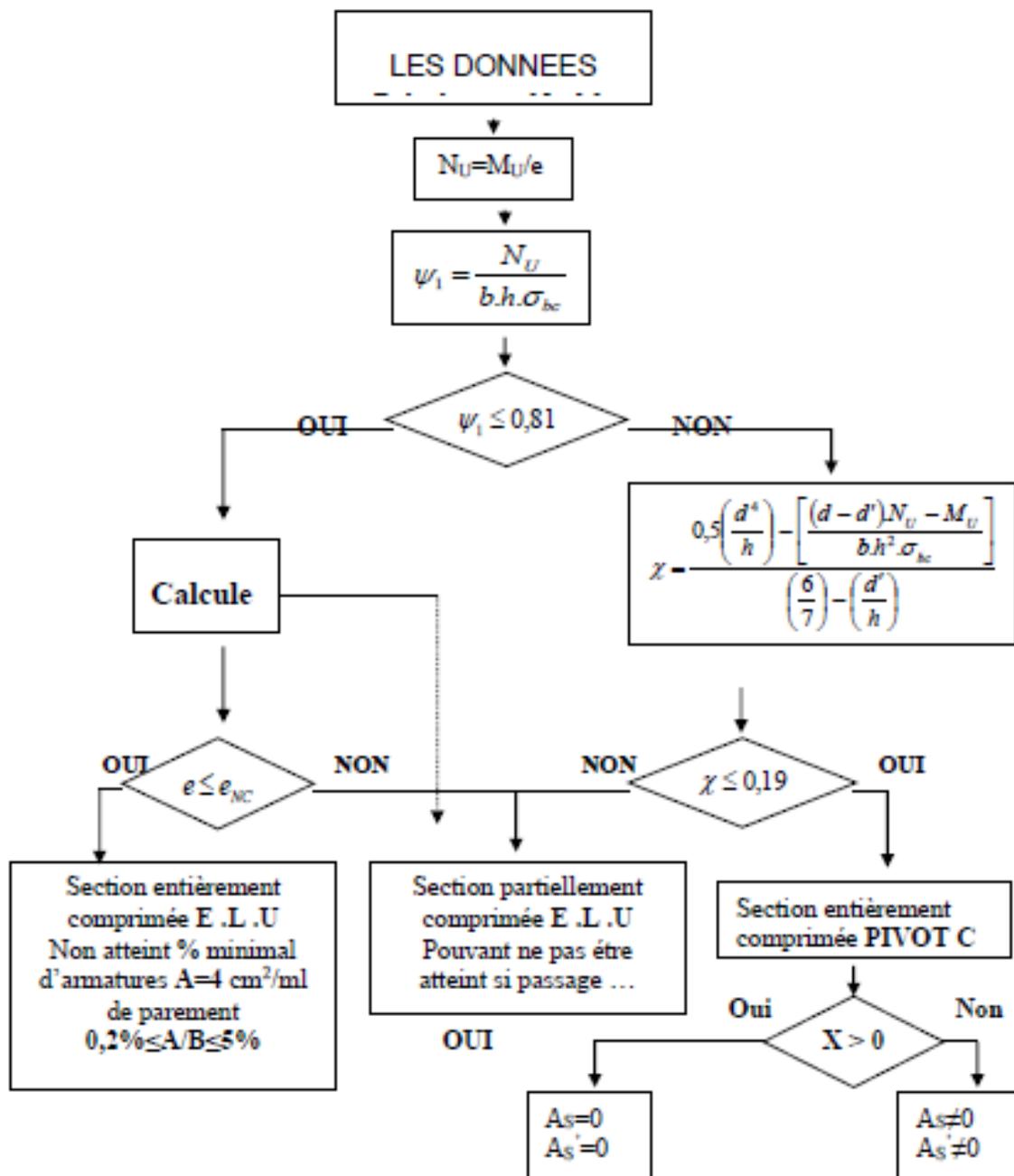
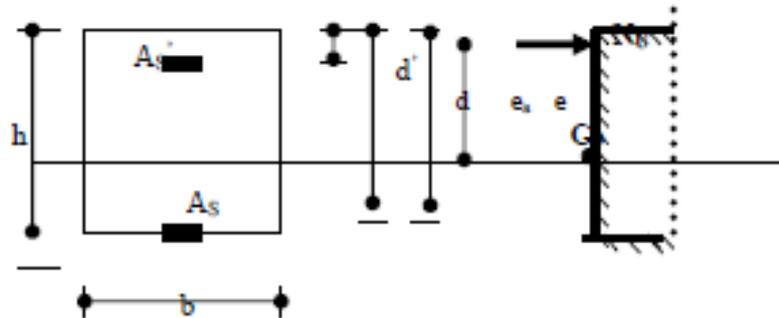
ORGANIGRAMME-IV-

FLEXION COMPOSEE A -ELS-



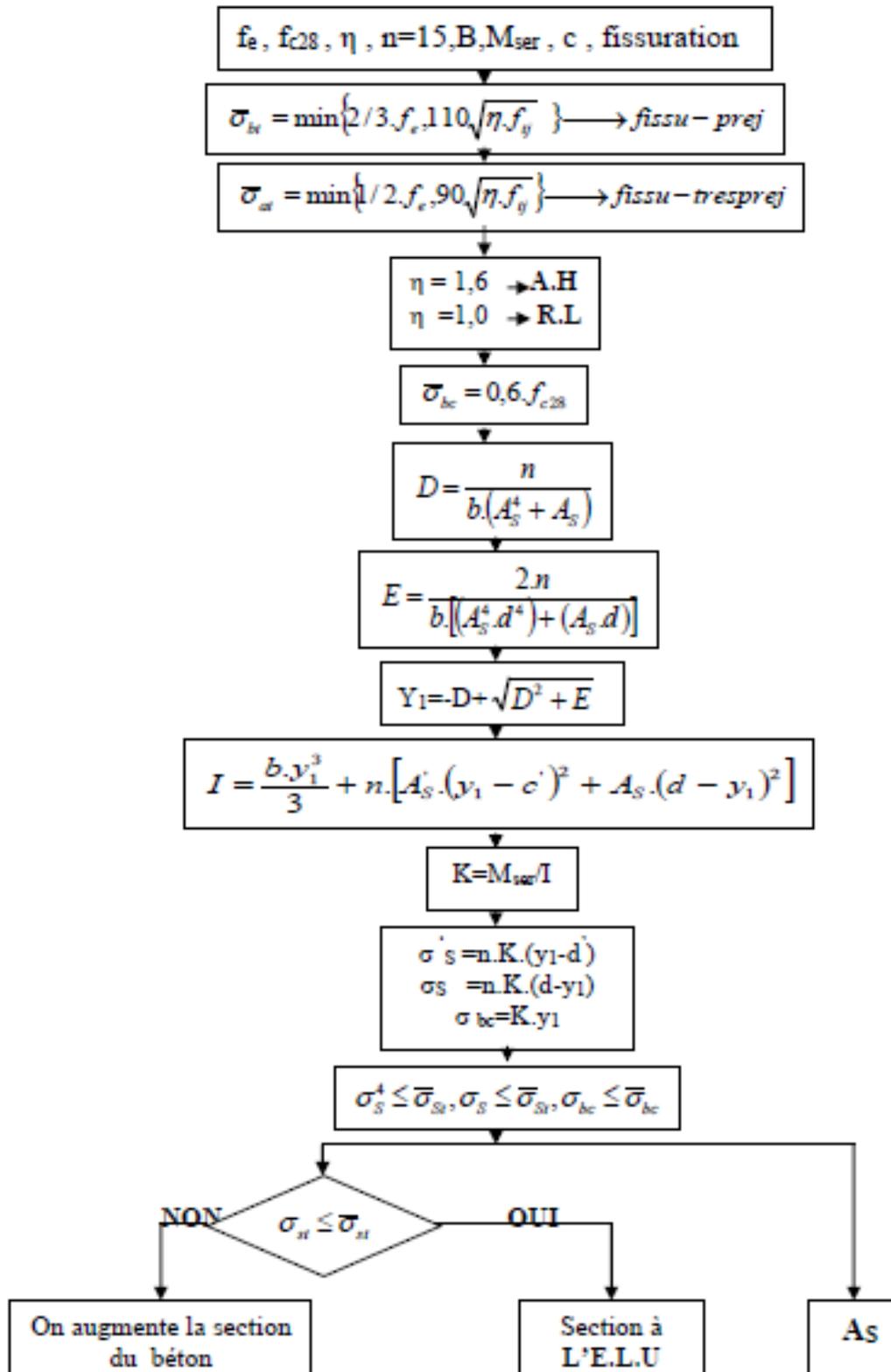
**ORGANIGRAMME -V-**

**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A -ELU- EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME -VI-

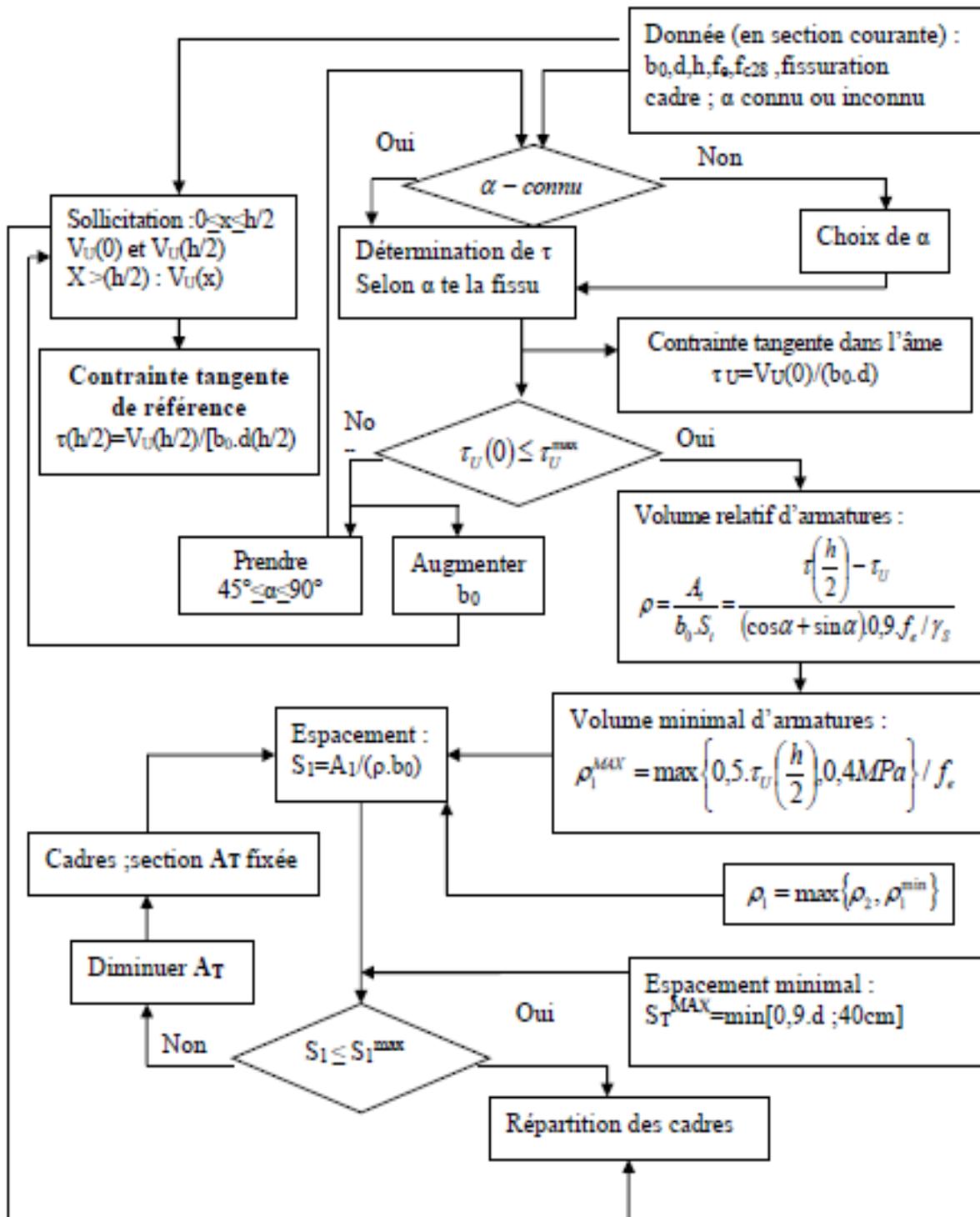
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU-



**ORGANIGRAMME -VII-**

**CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE**

**A L'EFFORT TRANCHANT**



**ANNEXE : Organigrammes de ferrailage et de vérification**

Section en  $\text{cm}^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\emptyset$  en mm

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en  $\text{cm}^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.