

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 – البلدية 1 -

Université Saad Dahlab 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

**ETUDE D'UN STRUCTURE (RDC+10 ETAGES+2 SOUS-SOL) EN
BETON ARME CONTREVETE PAR DES VOILES**

Etudié et réaliser par

BOUREGA LOUBNA

Devant le jury composé de :

Dr .DERBAL

U. Saad Dahleb-Blida

Président

Dr .MESSAOUDI

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

Dr. ABED. M

U. Saad Dahleb-Blida

Promote

Blida, Juillet 2025.

Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord Dieu *le tout puissant* qui m'a donné la santé, la force, la patience, le courage et la volonté pour entamer et finir ce travail.

Mes plus grands remerciements pour mes chers parents qui sont la cause et le secret de la réussite tout le long de notre chemin d'étude.

Je remercie chaleureusement mon promoteur Monsieur **Abed Mohamed** Pour ces recommandations éclairées et son extrême disponibilité. De plus, travailler sous sa coupe durant quelques mois ma fait que renforcer le sentiment d'admiration et de respect que je ressens envers ce grand monsieur

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ; de présider et d'examiner ce modeste travail.

Mes très vifs remerciements vont aussi les **ingénieurs de bureau d'étude du d'engineering de projet** . et aussi un grand merci à notre ingénieurs **Omar de bet alfa building** pour son aide et ses orientations

Nous portons avec gratitude de reconnaissances pour tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles ; et plus particulièrement les enseignants du département du génie civil.

Un grand merci aussi à tous mes collègues de L'Université Saad Dahleb Blida pour les meilleurs moments que nous avons passé ensemble.

A tous mes amis sans exception.

Dédicaces

Avant tout je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...

Je dédie ce modeste travail :

*À la lumière de ma vie : **PAPA et MAMA**, qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.*

*A mon père **Ali** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents je vous aime.*

*À Mon adorable mère **Razika** qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et*

*A mon cher frère **Ahmed** que dieu ait pitié de lui .*

*À mes charmante soeur **Ikram. Fadhila. Sihem** , 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 soeur.*

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

*A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement .
pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.*

A tous Mes chers amis et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A tous les étudiants de ma promotion 2025.

Loubna

ملخص

بعد زلزال بومرداس في 21 مايو 2003 ، وجدنا أن معظم المباني المتضررة لم تكن مقاومة للزلازل. لذلك ، من الضروري احترام المعايير والقواعد الزلزالية التي تقوي الهيكل بشكل مناسب.

البناء المقاوم للزلازل هو الحل. هذا مع مراعاة توصيات **C. B.A. 93** المنقحة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل **RPA 99/2003** ، من أجل ضمان سلامة المباني و الروح البشرية.

في هذا السياق، تقدم هذه الأطروحة دراسة هيكلية مقاومة للزلازل لبرج خرساني مسلح، يتكون من طابقين تحت أرض و 10 طوابق مع سطح. 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 : **ETABS 2018**

أولاً ، اخترنا خصائص مواد البناء ، فضلاً عن الأبعاد المسبقة للعناصر وتخفيض الأحمال درسنا الجزء الخرساني .

ثانياً ، قمنا بحساب العناصر الثانوية (الدرج ، الروافد ، الشرفة).

ثم حددنا النموذج النهائي للهيكل ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج الحساب **ETABS 2018**. بفضل هذا البرنامج ، يمكن عمل نمذجة الهيكل بدرجة عالية من الدقة.

تم العثور على النموذج النهائي بعد عدة وضعيات للجدران الخرسانية المسلحة من خلال تغيير العدد والموقع. يعتبر موقع الجدران الخرسانية المسلحة عاملاً أكثر أهمية من الكمية التي سيتم وضعها في الهيكل ، وله تأثير كبير في المقاومة الزلزالية.

تم تبرير معامل السلوك بعد زيادة مساحة الأعمدة.

تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل مع مراعاة توصيات **C.B.A 93** المنقحة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل **RPA 99/2003** . تم تنفيذه بواسطة برنامج **SOCOTEC** ، بينما تم دراسة الجدران الخرسانية المسلحة بالطريقة المبسطة القائمة على الضغط.

أخيراً ، حددنا نوع أساس الهيكل. من أجل السلامة والاقتصاد ، مع احترام خصائص الهيكل والحمولة المتضمنة في الهيكل وقدرة تحمل الأرض .

دراسة هذا المشروع تعد تجربتنا الأولى قبل الحياة المهنية. لقد مكنتنا من تحسين معرفتنا بمشاكل التصميم ودراسة العناصر الخرسانية المسلحة بالإضافة إلى توسيع معرفتنا في المجال العملي.

أفضل طريقة للتفكير في الإنشاءات المقاومة للزلازل هي صياغة معايير اقتصادية و تقنية متناسقة.

الكلمات المفتاحية: البناء، ETABS، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ؛ C. B.A. 93 .

Summary

After the earthquake of Boumerdes in May 21, 2003, we found that most of the damaged buildings were not made with earthquake-resistant design. Therefore, it is necessary to respect the standards and the seismic recommendations which make it rigid.

The parasismique construction is the solution. This, taking into account the recommendations of the revised C.B.A.93 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003, in order to ensure acceptable protection of human lives and buildings.

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 two ground floor and 10 floors with an accessible terrace. The basement, a 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).

First, we chose the characteristics of materials of construction, as well the pre-dimensioning of the elements and the descent of the loads.

Second, we calculated the secondary elements (staircase, joists....).

The dynamic study of the structure: was started to determine the different loading loads (permanent, operating and seismic loads). Indeed, potential modifications can be made to the bracing system during this step. The building stability is assured with free-standing braced and wall concrete. The final model analysis of this project had been established by the software (**ETABS. Version.2018**) with a great degree of precision.

The final model was found after several dispositions of the walls all by playing on their numbers and location. The location of the walls is a much more important

factor than their quantity to be placed in the structure, it has a determining impact on the behavior of the latter vis-à-vis the earthquake.

The behavior factor was justified after increasing the section of the columns.

The reinforcement of the various resistant elements of the structure is taking into account the recommendations of the revised C.B.A.93 and the Algerian earthquake-resistant regulations RPA 99/2003. It was given by the software SOCOTEC, while the shell element was done by the simplified method based on constraints.

After, we have defined the type of foundation in the structure. In order to satisfy safety and economy, while respecting the characteristics of the structure, the load involved in the structure, the bearing capacity of the ground and the anchoring.

We started the choice of foundation with rafting, each step will be verified. The foundation system is consisted by rib raft foundation.

The study of this project is our first experience before working life. It has enabled us to improve our knowledge of the problems of the design and study of reinforced concrete elements as well as to broaden our knowledge in the practical field.

The best way to think about earthquake resistant constructions is to formulate criteria that are both economical and technically consistent.

Keywords: Building, ETABS; RPA 99 / version 2003; C. B.A .93 .

RESUME

Après le tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003, nous avons constaté que la plupart des bâtiments endommagés n'étaient pas de conception parasismique. Donc, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La construction parasismique est la solution. Ceci, en tenant compte des recommandations du C.B.A.93 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans ce contexte, le présent mémoire expose une étude structurale parasismique d'une tour en béton armé, composée deux sous-sol, un Rez-de-chaussée et 10 étages avec une terrasse in accessible. L'immeuble est implanté à la wilaya de Blida, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) en zone de forte sismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte avec interaction (Portiques - Voiles).

En premier lieu nous avons choisi les caractéristiques des matériaux de la construction, ainsi que le pré dimensionnement des éléments et la descente des charges. Nous avons étudié la partie en béton .

En second lieu, nous avons calculé les éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon).

L'étude dynamique de la structure a été entamée afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape.

Le bâtiment est contreventé par portiques et voiles pour la stabilité.

Nous avons déterminé par la suite le model finale de la structure en 3D avec le logiciel de calcul ETABS 2018. Grâce à ce logiciel la modélisation de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

Le model finale a été trouvé après plusieurs disposition des voiles tous en jouant sur leurs nombres et emplacement. L'emplacement des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, il a un impact déterminant sur le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Le coefficient de comportement a été justifié après augmentation de la section des poteaux.

Le ferrailage des différents éléments résistants de la structure en tenant compte des recommandations du C.B.A.93 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003. IL a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.

En dernier lieu nous avons défini le type de fondation de la structure. Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol et l'ancrage.

Nous avons commencé le choix de fondation par les radier, chaque étape fera l'objet de vérification. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

L'étude de ce projet est notre première expérience avant la vie active. Elle nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des éléments en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

Mots clés : Bâtiment, ETABS ; RPA 99 / version 2003 ; C. B.A .93 .

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste Des Figures

Liste Des Tableaux

Liste Des Symboles

Plans D'architectures

Introduction Generale1

Chapitre I : Introduction Et Description De L'ouvrage

I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 3

I.1.INTRODUCTION : 3

I.2.PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE : 3

I.2.1. Caractéristiques géométriques..... 4

I.3. Conception de la structure..... 4

I.3.1 .Ossature de l'ouvrage..... 4

I.3.2 .Classification du bâtiment selon (*RPA 99 versions 2003*) : 5

I.3.3 .Plancher : 5

I.3.4 .Les poteaux : 6

I.3.5 .Les poutres : 6

I.3.6 .Classification du bâtiment : 6

I.3.7 .Escalier et Ascenseurs : 6

I.3.8 .Maçonnerie : 7

I.3.9 .Revêtement : 7

I.3.10.Terrasse : 7

I.3.11.Acrotère : 7

I.3.12.Caractéristiques du sol : 8

I.4.CARACTÉRISTIQUES MECANQUES DES MATÉRIAUX : 8

I.4.1.BÉTON : 8

I.4.2.Aciers : 12

I.5.Hypotheses De Calcul : 13

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :	15
II.2. Pré dimensionnement des planchers	15
II.2.1. Plancher à Corps Creux	16
II.2.1. planche dalle pleine	17
II.3 Pré dimensionnement des poutres	17
II.3.1 .Les portiques :	17
II.3.2. Les poutres	18
II.3.3.Poutres avec appui élastique (porteuses) :	20
II.3.4. Evaluation des charges et surcharge	23
II.3.5. Charges permanentes :	23
II.3.6. Charges d'exploitations :	26
II.4. Pré dimensionnement des poteaux	27
II.5. Pré dimensionnement des voiles :	39
II.6. Conclusion :	41

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1.Introduction	42
III.2. Acrotère	42
III.2.1.Introduction	42
III.2.2. Évaluation des charges	43
III.2.3. Calcul des efforts	44
III.2.4. Ferrailage de l'acrotère	44
III.2.5. Vérification de la section d'acier (C.B.A.93) :	46
III.2.6. Vérification a L'E.L. S	46
III.2.7. Vérification des contraintes	49
III.2.8.Vérification de l'effort tranchant :	49
III.2.9.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :	49
III.2.10. Vérification de l'acrotère au séisme : selon RPA99 version2003	50
III.2.11. Schéma de Ferrailage d'acrotère :	50
III.3. Etude des planchers :	51
III.3.1. Introduction :	51
III.3.2. Plancher en dalle pleine :	51

III.3.3. Plancher en corps creux :	56
III.4: Porte à faux	71
III.4.1. Introduction :	71
III.4.2. L'Epaisseur de porte à faux :	71
III.4.3. Évaluation des charges :	71
III.4.4. Combinaison des charges	72
III.4.5. Calcul des moments :	72
III.4.6. Ferrailage de la porte a faux :	72
III.4.7. Vérifications condition de non fragilités :	73
III.4.8. Calcul des armatures transversales :	73
III.4.9. Vérification à l'ELS :	73
III.5. Les escaliers :	75
III.5.1. Introduction :	75
III.5.2. Définition des éléments d'un escalier :	75
III.5.3. Dimensionnements :	75
III.5.4. Evaluation des charges :	78
III.5.5. Schéma statique :	79
III.5.6.Ferrailage d'escalier :	80
III.5.7. Vérifications :	81
III.5.8. Évaluation des charges :	86
III.5.9. Schéma statique :	87
III.5.10. Combinaison des charges :	87
III.5.11.Diagramme des efforts internes :	88
III.5.12. Calcul des armatures :	89
III.5.13. Vérifications	89

Chapitre IV : Etude dynamique et zone sismique

IV.1.Introduction	94
IV.2.Étude dynamique	94
IV.3.Etapes de lanalyses dynamique :	94
IV.4.Analyse modale :	95
IV.5.Modélisation :	95
IV.5.1.Modélisation de la structure :	95
IV.5.2.Modélisation de rigidité :	96
IV.5.3 .Modélisation de la masse	96

IV.5.4 .Etude sismiques	96
IV.6.Choix de la méthode de calcul :	96
IV.6.1. La méthode modale spectrale :	97
IV.7. Résultante des forces sismiques de calcul :	99
IV.8.RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	103
IV.9.Model initiale :	103
IV.10.Model 2 de la modélisation (avec voiles) et sans résultat	105
IV.10.1. Spectre de réponse	106
IV.10.2.Model 2 la modelisation (avec voiles)	107
IV.10.3. Les vérifications de la structure.....	107
IV.10.3.1 verification modale	107
IV.10.3.2.Vérification de l'effort tranchant à la base : Art4.3.6 RPA v 2003	108
IV.10.3.3. Vérification du critère de l'effort normal réduit :	109
IV.10.3.4 Choix de système de contreventement	110
IV.10.3.5 Vérification de déplacement inter étage : Art 3.43 RPA99 v 2003	111
IV.10.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet p-delta-(les effets du second ordre):	112
IV.10.4 Model final :	114
IV.10.4.1 Résultantes des forces sismiques :	115
IV.10.4.2 Jystification du choix du coefficient de comportement	115
IV.10.4.3verification des déplacements inter etage	118
IV.10.4.4 Verification du critere de leffort normale reduit	119
IV.10.4.5 justification vis s vis de leffet p delta	120
IV.10.5.Conclusion :	121

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V.1.Introduction :	122
V.2.Ferrailage des poteaux :	122
V.2.1.Introduction :	122
V.2.2.Combinaison d'action	123
V.2.2.1.Combinaisons Situation durable :	123
V.2.2.2.Combinaisons situation accidentelle :	123
V.2.3.Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux :	124
V.2.3.1. Situation durable :	124
V.2.3.2 Situation accidentelle :	126
V.2.4.Choix des armatures :	129

V.2.5.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	129
V.2.6.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	131
V.2.7.Ferraillage transversal des poteaux.....	132
V.2.8. Schéma de Ferraillage des Poteaux :	135
V.3.Ferraillage des poutres	135
V.3.1.Introduction.....	135
V.3.2.Les combinaisons de charges.....	136
V.3.3.Recommandation du rpa99 version 2003	136
V.3.4.Calcul du ferraillage	137
V.3.5.Choix des armatures :	142
V.3.6.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	145
V.3.7.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	149
V.3.8.Calcul des armatures transversales :	151
V.3.9.Armature de peau :	153
V.3.10.Recouvrement des armatures longitudinales	153
V.3.11.Arrêt des barres :	153
V.3.12.Vérification de la flèche.....	154
V.3.13. Schémas de ferraillage des Poutres :	159
V.4.Ferraillage des voiles :	162
V.4.1. Introduction :	162
V.4.2.Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :	162
V.4.3.Rôle de contreventement	162
V.4.4. Ferraillages des voiles.....	162
V.4.5. Combinaison :	163
V.4.6. Prescriptions imposées par RPA 99/2003.....	163
V.4.7.Règles générales	164
V.4.8.Vérifications à L'ELS.....	164
V.4.9. Vérifications de la contrainte de cisaillement.....	165
V.4.10. Ferraillage vertical.....	165
V.4.11.Exemple de calcul.....	166
V.4.12.Vérification de la contrainte de cisaillement :	171
V.4.13. Schéma de Ferraillages des voiles :	173

Chapitre VI : Etude de Fondation

VI.1. Introduction :	177
VI.1.1.Fonctions assurées par les fondations :	177
VI.1.2.Choix du type de fondation :	177
VI.1.3.Calcul des fondations :	178
VI.2.Radier Général :	181
VI.2.1.Pré dimensionnement du radier :	181
VI.2.2.Surface du radier :	181
VI.2.3.Epaisseur de la Dalle :	182
VI.2.4.Dimensionnement des nervures :	183
VI.3.Ferraillage du radier :	183
VI.3.1. Valeur de la pression sous radier :	184
VI.3.2. Calcul du ferraillage :	185
VI.3.3. Calcul du ferraillage de radiée après augmentations d'épaisseur :	186
VI.4. Ferraillage des nervures :	189
VI.4.1.Calcul des efforts :	189
VI.4.2.Calcul des armatures :	191
VI.4.3.Vérifications nécessaires :	192
VI.4.4.Calcul des armatures :	193
VI.4.5.Vérifications nécessaires :	194
VI.4.6.Armature de peau :	196
VI.5. Vérifications Nécessaires :	198
VI.5.1.Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :	198
VI.5.2.Caractéristiques géométriques du radier :	199
VI.6.Ferraillage du débord :	202
VI.6.1.Calcul de ferraillage :	202
VI.7.Voile périphérique :	205
VI.7.1.Introduction :	205
VI.7.2.Ferraillage de la dalle :	207
VI.7.3.Vérification de l'effort tranchant :	208
VI.7.4.Vérification à L'ELS :	209
VI.7.5. Schéma Ferraillage du Voile Périphérique :	210
Conclusion générale :	211
Bibliographie	
Annexes	

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage

Figure I.1 : Localisation de l'ouvrage	4
Figure I. 2: schéma Plancher a corps creux	5
Figure I. 3: Escaliers	6
Figure I.4: Brique creuse	7
Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU	11
Figure I. 6: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS	11
Figure I. 7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Schéma Plancher à corps creux	16
Figure II.2: Schéma Plancher à corps creux	16
Figure II.3: Coupe verticale de plancher terrasse à corps creux	23
Figure II.4 : Coupe verticale de plancher courant à corps creux	24
Figure II 5 : Coupe verticale de dalle pleine	24
Figure II.6 : Coupe vertical du mur double cloison	26
Figure II.7 : section réduite de poteau	29
Figure II.8 : poteau central le plus sollicité	31
Figure. II.9: Coupe de voile en élévation (RPA 99 v 2003)	39
Figure II.10 : Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003)	39

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère	43
Figure III .2 :Solicitations de lacrotère	43
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU	44
Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère	44
Figure III.5 : ferraillage longitudinale de l'acrotère	46
Figure III. 6: Coupe transversale d'une section de poutre partiellement comprimé.	47
Figure III.7 : ferraillage de l'acrotère	50
Figure III 8: Schéma de ferraillage de la dalle plein	55
Figure III. 9 : Coupe du plancher en corps creux	56
Figure III. 10 : Schéma d'une poutrelle	56
Figure III. 11 : Schéma statique poutrelle	61
Figure III. 12 : Diagrammes des Moments a ELU	62
Figure III. 13 : Diagrammes des Moments à ELS	62
Figure III 14 : Diagrammes des efforts tranchants a ELU	63
Figure III. 15 : Diagrammes des efforts tranchants a ELU	63
Figure. III 16 . Dimensions du porte à faux	71
Figure III.17 Schéma statique de la porte à faux	72

Figure III.18 : schéma de ferrailage de la porte à faux.....	74
Figure III. 19 : Schéma d'escalier.....	76
Figure. III.20 : Dimensions de l'escalier.....	77
Figure. III.21 : Ferrailage de l'escalier.....	85
Figure. III 22 : Dimensions de l'escalier.....	85
Figure. III.23 : Ferrailage de l'escalier.....	93

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV. 1 : Spectre de réponse application RPA.....	103
Figure IV. 2 : Vue 3D model initial sans voiles.....	103
Figure IV. 3 : Spectre de réponse application RPA.....	104
Figure IV.4 : vue 3D model 2 avec voiles.....	105
Figure IV.5 :vue sur Disposition des voiles de contreventements.....	106
Figure IV. 6 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).....	111
Figure IV. 7 : Vue 3D modèle 3 avec voiles model final.....	114

Chapitre V : Ferrailage des éléments

Figure V. 1 : Ferrailage des poteaux.....	135
Figure V.2 : Longueur de recouvrement.....	153
Figure V. 3 : arrêts des barres.....	154
Figure V .4: résultats de flèches poutre porteuse.....	155
Figure V. 5 : résultats de flèches poutre porteuse.....	156
Figure V. 6 : résultats de flèches poutre non porteuse.....	157
Figure V. 7 : résultats de flèches poutre de chaînage.....	158
Figure V. 8 : Schéma de ferrailage de la poutre principal 40x50 sur travée et appuis.....	159
Figure V. 9 : Schéma de ferrailage de la poutre principal 35x60 sans voile sur travée et appuis.....	160
Figure V 10 : Schéma de ferrailage de la poutre principal 35x60 avec voile sur travée et appuis.....	160
Figure V. 11 : Schéma de ferrailage de la poutre la poutre no porteuse sur.....	161
Figure V. 12 : Schéma de ferrailage de la poutre la poutre de chaînage sur travée et appuis.....	161
Figure V. 13 : Plan de repérage des voiles.....	166
Figure V 14 : Les contraintes sur le voile.....	167
Figure V.15 : Ferrailage de voile 1.....	173
Figure V 16 : Ferrailage de voile 2.....	173
Figure V.17 : Ferrailage de voile 3.....	174
Figure V 18 : Ferrailage de voile 4.....	174
Figure V.19 : Ferrailage de voile 5.....	175
Figure V 20 : Ferrailage de voile 6.....	175
Figure V.21 : Ferrailage de voile 7.....	176
Figure V.22 : Ferrailage de voile 8.....	176
Figure V.23 : Ferrailage de voile 9.....	176

Chapitre VI : Etude de Fondation

Figure VI.1 : la surface de bâtiment	180
Figure VI.2 : Radier général nervuré.....	181
Figure VI. 3 : Ferrailage de la dalle du radier sur travée.....	188
Figure VI. 4 : Ferrailage de la dalle du radier sur appui.....	188
Figure VI.5 : coficient de charge poteaux intermédiaire	189
Figure VI.6 : coefficient de charge poteaux rive	189
Figure VI .7: le panneaux la plus sollicite suivent X-X et Y-Y	191
Figure VI .8: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	197
Figure VI .9: Schéma de ferrailage de la nervure sens (x-x).....	197
Figure VI .10: Schéma de ferrailage de la nervure sens (Y-Y)	197
Figure VI .11: distribution des contraintes sous radier.....	200
Figure VI .12 : Schéma statique du débord	202
Figure VI .13: Diagramme des Moments	202
Figure VI .14: présentation des effort appliqué sur le voile périphérique	205
Figure VI .15: Présentation d'hauteur d'ancrage.....	206
Figure VI .16 : Ferrailage de voiles périphérique sens x.x.....	210
Figure VI .17: Ferrailage de voiles périphérique sens y.y.....	210

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher terrasse à corps creux	23
Tableau II.2 : Charges permanentes et surcharge d'exploitation du plancher étage courant corps creux	24
Tableau II.3 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de la dalle pleine($e=15\text{cm}$)	25
Tableau II.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de la dalle pleine($e=20\text{cm}$)	25
Tableau II.5 : Charges permanentes des murs en extérieur	26
Tableau II.6 : Dégression des surcharges	28
Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux centraux (carrés).....	38
Tableau II.8 : Dimensions des éléments porteurs	40

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1 : Ferrailage de la dalle pleine.....	53
Tableau III.2: Vérification des contraintes à l'ELS.....	54
Tableau.III.3: Charges et surcharges sur les poutrelles.....	57
Tableau.III.4: Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage	60
Tableau.III.5 : Les charges ont ELU et ELS	61
Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	64
Tableau.III.7: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	64
Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	67
Tableau. III.9 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	69
Tableau. III.10. : Ferrailage de la dalle pleine.....	73
Tableau III.11 : Palier	78
Tableau III.12 : Paillasse	79
Tableau III.13 : Charge à l'ELU et l'ELS	80
Tableau III.14: Ferrailage de l'escalier	81
Tableau III.15 : Vérification à l'E.L. S.....	83
Tableau III.16 : Vérification de la flèche de l'escalier	84
Tableau. III.17 : Palier	86
Tableau III.18: Paillasse	86
Tableau III.19 : Charge à l'ELU et l'ELS	87
Tableau III.20 : Ferrailage de l'escalier	89
Tableau III.21 : Vérification à l'E.L. S.....	91

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1 : Pénalité P_q en fonction de critère de qualité	98
Tableau IV.2 : Récapitulatif des valeurs trouvées	102
Tableau IV.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial	104
Tableau IV.4 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1	107
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante de forces sismique.....	108

Tableau IV. 6 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	110
Tableau IV. 7 : Vérification des déplacements inter étages du mode initial	111
Tableau IV. 8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-delta	113
Tableau IV. 9 : Période et facteurs de participation massique du model final	114
Tableau IV.10 : Vérification de la résultante de forces sismique.....	116
Tableau IV. 11 : Justification de choix de R (EX)	117
Tableau IV. 12 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	119
Tableau IV. 13 : Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	120
Tableau IV. 14 : Justification vis-à-vis de l'effet P-delta	121

Chapitre V : Ferrailage des éléments

Tableau V. 1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , M_{corr}).....	124
Tableau V. 2 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_{max} , N_{corr}).....	125
Tableau V. 3 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{min} , M_{corr}).....	125
Tableau V. 4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max} , M_{corr}).....	126
Tableau V. 5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max} , N_{corr}).....	126
Tableau V. 6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min} , M_{corr}).....	127
Tableau V. 7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max} , M_{corr}).....	127
Tableau V. 8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max} , N_{corr}).....	128
Tableau V. 9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min} , M_{corr}).....	128
Tableau V. 10 : Choix des armatures des poteaux	129
Tableau V. 11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	130
Tableau V. 12 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	130
Tableau V. 13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	131
Tableau V. 14 : Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.....	132
Tableau V. 15 : Espacements maximaux selon RPA99.....	134
Tableau V. 16: Le choix des armatures transversales.....	134
Tableau V. 17 : Ferrailage des poutres porteuses (40x50) (Situation Durable).....	137
Tableau V. 18 : Ferrailage des poutres porteuses (40x50) (Situation Accidentelle).....	138
Tableau V. 19 : Ferrailage des poutres porteuses (35x60) (Situation Durable).....	138
Tableau V. 20 : Ferrailage des poutres porteuses (35x60) (Situation Accidentelle).....	139
Tableau V. 21 : Ferrailage des poutres porteuses (35x60) (Situation Durable).....	139
Tableau V. 22 : Ferrailage des poutres porteuses (35x60) (Situation Accidentelle).....	140
Tableau V. 23 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).....	140
Tableau V. 24 : Ferrailage des poutres non porteuses (35x45) (situation accidentelle).....	141
Tableau V. 25: Ferrailage des poutres non porteuses (35x60) (Situation Durable).....	141
Tableau V. 26 : Ferrailage des poutres de chaînage (50x40) (situation accidentelle).....	142
Tableau V. 27: Choix des armatures pour les poutres porteuses (40x 50).....	142
Tableau V. 28: Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x 60) sans voile	143
Tableau V. 29: Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x 60).....	143
Tableau V. 30 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (35x 45).....	144
Tableau V. 31: Choix des armatures pour les poutres de chaînage (40x 50).....	144
Tableau V. 32 : Vérification de la condition de non fragilité.....	145
Tableau V. 33 : Vérification vis-à-vis de L'état limite de service(40X50).....	146
Tableau V. 34 : Vérification vis-à-vis de L'état limite de service(35X60) sans voile.....	147
Tableau V. 35 : Vérification vis-à-vis de L'état limite de service(35X60) avec voile	147
Tableau V. 36 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS	148
Tableau V. 37: Vérification des poutres de chaînage à l'ELS.....	148

Tableau V.38 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale	149
Tableau V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale	150
Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale	150
Tableau V.41 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire	151
Tableau V.42 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre de chaînage	151
Tableau V. 43 : Calcul des armatures transversales.	152
Tableau V. 44 : Tableau récapitulatif du calcul des flèches	159
Tableau V.45 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 1	169
Tableau V.46 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 2	169
Tableau V.47 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 3	169
Tableau V.48 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 4	170
Tableau V.49 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 5	170
Tableau V.50 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 6	170
Tableau V.51 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 7	170
Tableau V.52 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 8	170
Tableau V.53 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 9	171
Tableau V.54 : Tableaux des Armatures Transversales	172

Chapitre VI : Etude de Fondation

Tableau VI . 1 . Calcul des moments à l'ELU	185
Tableau VI.2 : Calcul des moments à l'ELS	185
Tableau VI.3 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	186
Tableau VI.4: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	187
Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS	187
Tableau VI. 6 : Redimensionnement des armatures	188
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier	188
Tableau VI . 8 : coefficient de charge et les charge suivent X-X	190
Tableau VI . 9 : coefficient de charge et les charge suivent Y-Y	190
Tableau VI . 10 : Ferrailage des nervures suivant x-x	191
Tableau VI . 11 : Ferrailage des nervures suivant y-y	192
Tableau VI . 12 : Vérification des contraintes	193
Tableau VI . 13 : Ferrailage des nervures suivant x-x	193
Tableau VI . 14 : Ferrailage des nervures suivant y-y	194
Tableau VI . 15: Vérification des contraintes	194
Tableau VI . 16 : Espacement des armatures transversales (nervure)	196
Tableau VI . 17 : Choix des armatures transversales	196
Tableau VI . 18 : Vérification des contraintes sous le radier à l'ELU	201
Tableau VI . 19 : Vérification des contraintes sous le radier à l'ELS	201
Tableau VI . 20: calcul de ferrailage de débord	202
Tableau VI . 21 : vérification des constraints à l'ELS	204
Tableau VI .22 : Ferrailage du voile périphérique	207
Tableau VI .23 : Vérification des contraintes à l'ELS	209

Liste des Symboles

❖ BETON ARME:

f_{cj} :	Résistance en compression à j jour du béton.
f_{tj} :	Résistance à la traction à j jour du béton.
E_{ij} :	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{vj} :	Module de déformation différé du béton.
G :	Module de déformation transversal.
ν :	Coefficient de Poisson.
f_{bu} :	Résistance conventionnelle ultime à la compression.
ζ_{bc} :	Déformation unitaire du béton.
σ_{bc} :	Contrainte de compression dans le béton.
γ :	Est un coefficient de sécurité.
θ :	Est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte admissible du béton en compression.
$\bar{\tau}_u$:	Contraintes limites de cisaillement.
f_{su} :	Résistance caractéristique ultime de l'acier.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte admissible d'acier.
f_e :	Limite d'élasticité des aciers utilisés.
η :	Coefficient de fissuration.
N_u :	Est l'effort normal ultime.
B_r :	Est la section de béton réduite du béton.
λ :	L'élancement de l'élément poteau.
$\bar{f}$:	La flèche admissible.
F_P :	L'action sismique horizontale.
L_f :	Longueur de flambement.
e_0 :	Est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.
e_a :	Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

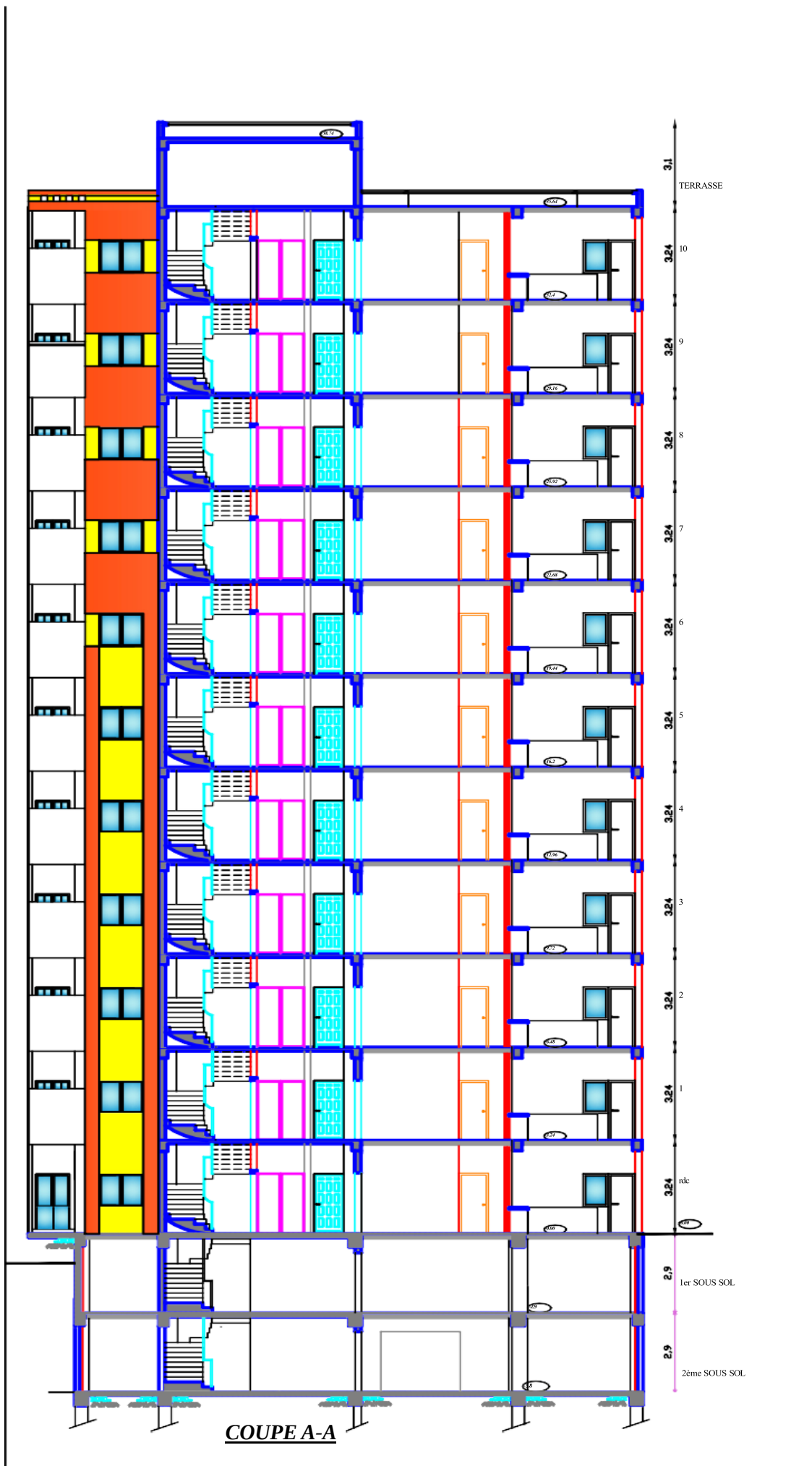
e_2 :	Excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.
φ :	Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.
u_{bu} :	Moment réduit.
A_s :	Section d'armature comprimée.
A'_s :	Section d'armature tendue.
S_t :	Escapement des armatures.
A_r :	Section d'armature de répartition.
M_0 :	Moment fléchissant dans la travée.
M_t :	Le moment maximal en travée dans la travée considérée.
M_w :	La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.
M_e :	La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.
M_{ut} :	Moment capable de la table de compression.
A_{min} :	Section minimale d'armature.
ϕ_t :	Diamètre d'armature transversale.
f_{pi} :	Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.
f_{gv} :	La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.
f_{gi} :	La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.
f_{ji} :	Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements et cloisons.
y :	Position de l'axe neutre.
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
M_g :	Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.
M_j :	Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en oeuvre des revêtements.
M_p :	Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.
$I_{fip}, I_{fij}, I_{fig}, I_{fvj}$:	Sont les inerties fissurées.
T_u :	Le moment de torsion ultime.
a :	Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.
Ω :	L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.
T_k :	Le période du mode K.

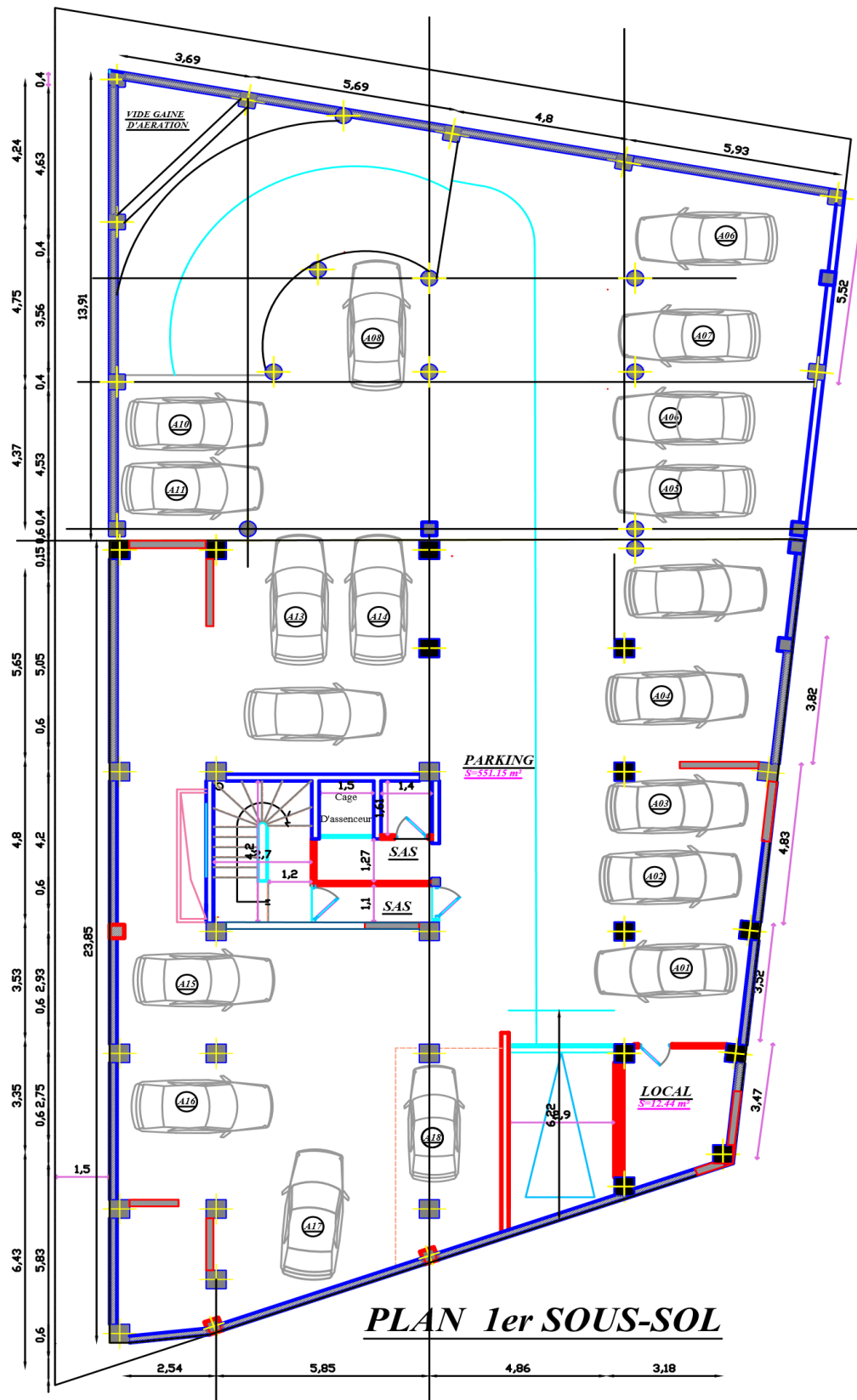
N :	Le nombre de niveau au-dessus du sol.
G :	Centre de gravité.
R :	Centre e rigidité.
V :	Effort tranchant.
M_k :	Moment de renversement.
δk :	Les déplacements horizontaux absolus.
Δk :	Les déplacements relatifs.
R :	Coefficient de comportement.
Q :	Facteur de qualité.
η :	Facteur de correction d'amortissement.
C_T :	Coefficient, fonction du système de contreventement.
A_t :	Section d'armature minimale.
τ_{se} :	La contrainte d'adhérence d'entraînement.
λg :	Est l'élancement géométrique du poteau.
M_{uf} :	Moment fictif.
A'_{sf} :	Section d'armature fictive
Y_{ser} :	La distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

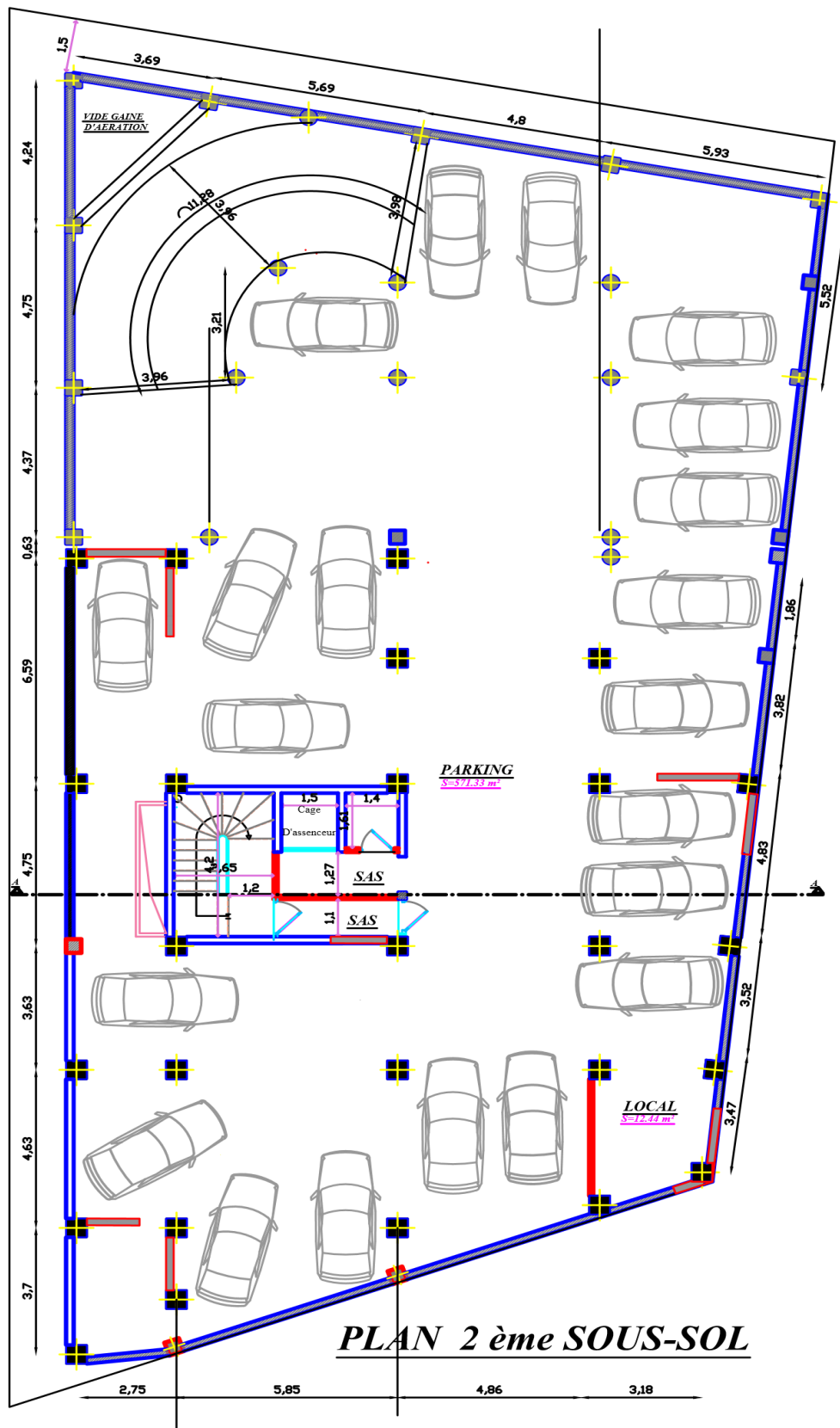
Les plans D'architectures

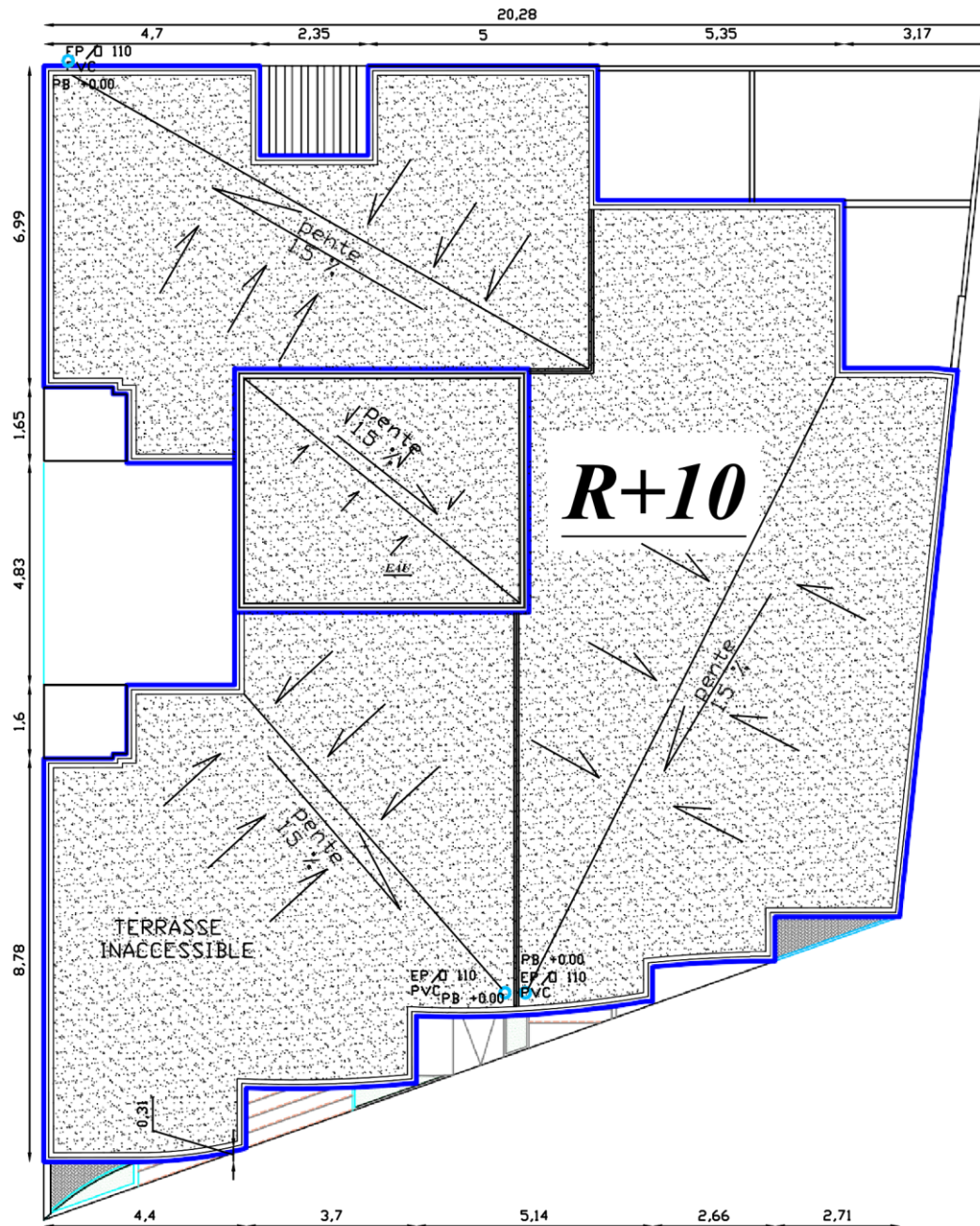


PLAN DE LA FAÇADE

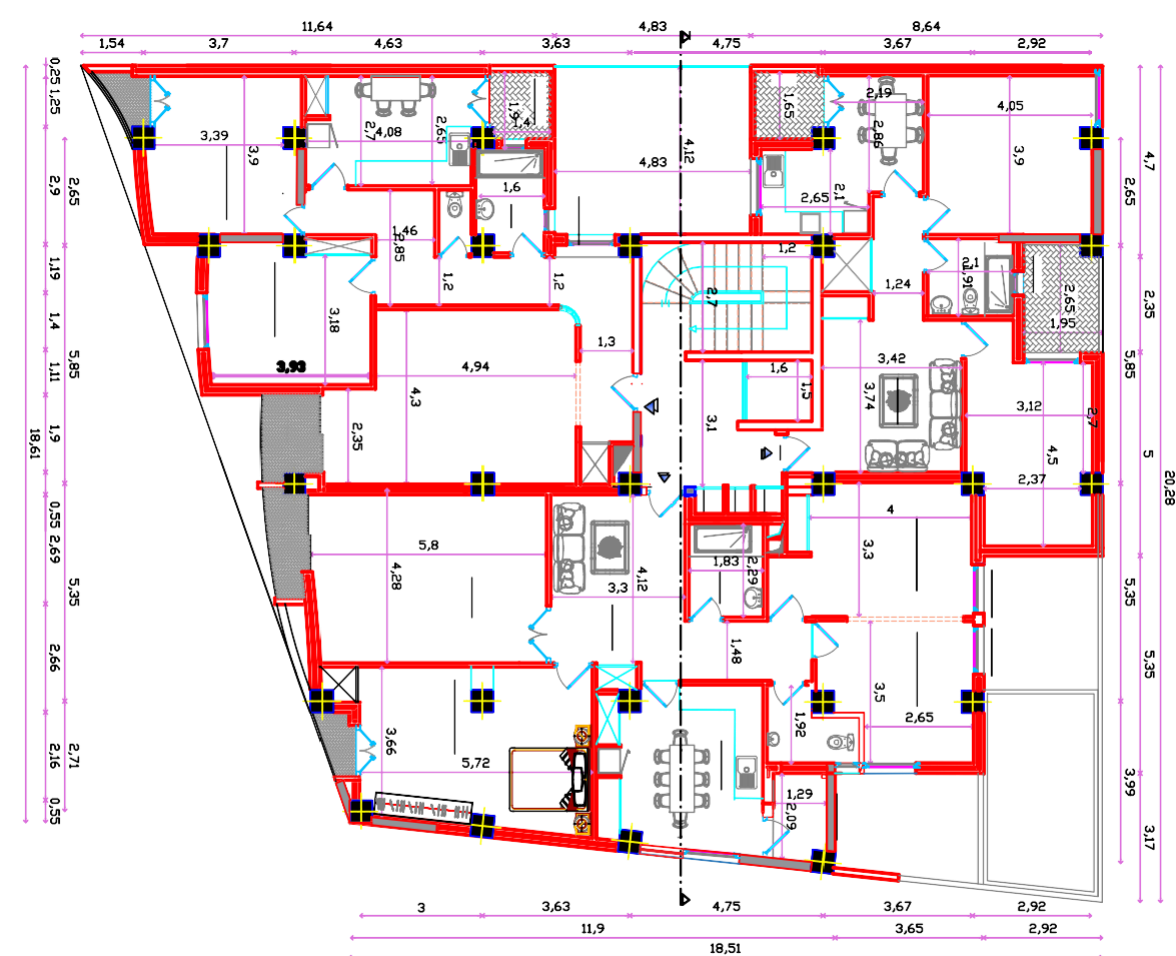
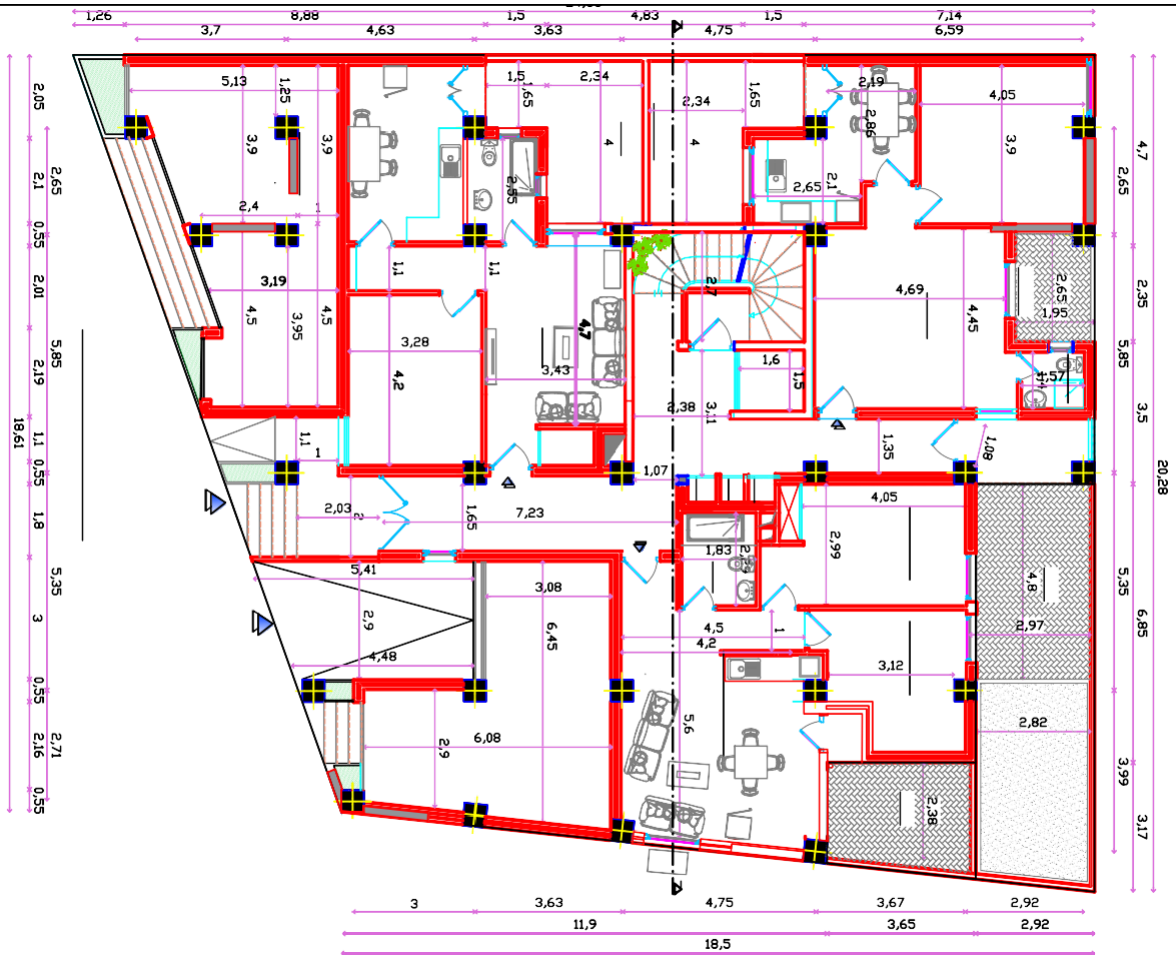








PLAN DE TERRASSE



Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dans la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la stabilité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Notre projet porte sur l'étude d'une tour (RDC+ 10+ 2 SS) à usage multiple (d'habitation, service et local), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Chapitre I : constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Chapitre II : qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Chapitre III : Dans ce chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons, les dalle machine).

Chapitre IV : qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par l'ETABS **version.18.1.0**, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

Chapitre V : Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **C.B.A.93**.

Chapitre VI : consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation De L'ouvrage :**I.1. Introduction :**

Ce projet porte sur l'étude d'un immeuble comporte un **(RDC + 10 étages avec sous-sols)**, à usage parking et 10 étages à usage d'habitation, l'ouvrage sera implanté à la wilaya de « **Blida** » qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien (**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 a l'étude d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan. D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.



Figure I.1 : Localisation de l'ouvrage

L'immeuble est composé :

- D'un RDC et 10 étages à usage (**habitation**)
- 2 Sous-sols qui servent de parking.
- Une terrasse inaccessible.

I.2.1 . Caractéristiques géométriques

a- Dimensions de l'ouvrage en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment35,64 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3,24 m
- Hauteur de l'étage courant 3,24 m

b- Dimensions de l'ouvrage en plan :

- Longueur totale en plan24.85 m
- Largeur totale en plan20,28 m
- Hauteur totale de sous-sol5,8m

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 Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ **groupe 2**”, car il est à usage d’habitation collective et usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.3.3 Plancher :

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d’usage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Plancher en corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (5 cm) en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l’ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids total de la structure et par conséquent l’effort tranchant à la base du a séismes.

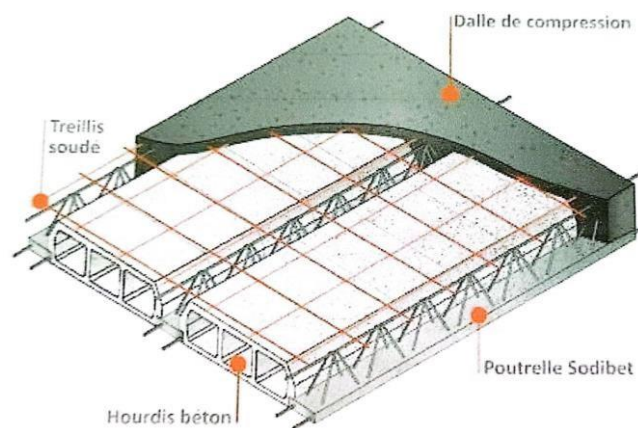


Figure I. 2: schéma Plancher a corps creux.

- **Plancher en dalle pleine :**

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

I.3.5 Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse.
- Poutre non porteuse.
- Poutre de chaînage.

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 Escalier et Ascenseurs :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué deux paillasse et un palier intermédiaire.

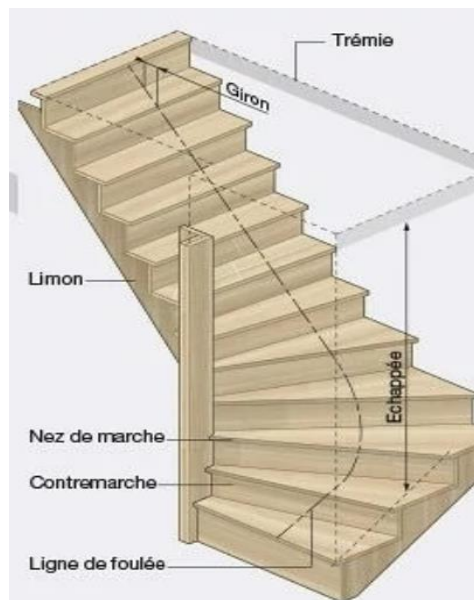


Figure I. 3: Escaliers

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^{ème} étages

I.3.8 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

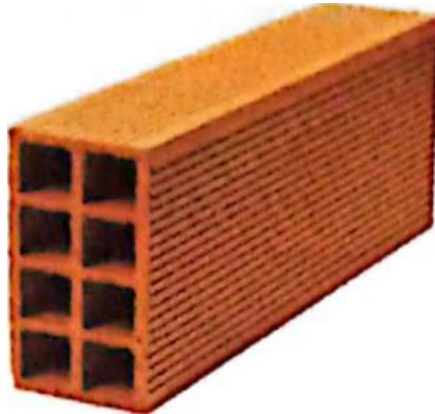


Figure I.4: Brique creuse

I.3.9 Revêtement :

- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.3.10 Terrasse :

- Dans notre immeuble nous avons seulement une terrasse non accessible.

I.3.11 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.3.12 Caractéristiques du sol :

La contrainte admissible du sol est de 2,50 bars.

La catégorie du site est un site meuble (S₃).

I.4 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**).

I.4.1 BÉTON :**a. Composition du béton :**

Un béton hydraulique est constitué de :

- D'une pâte pure (ciment + eau),
 - D'un mélange granulaire (sable + gravier),
 - De produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...)
- Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le type de ciment utilisé est un CEM II/B 42,5 N (ciment portland composé) (conforme à la norme algérienne (NA 442) qui offre une bonne résistance mécanique et une protection efficace des armatures.
- Pour le mélange granulaire, un sable et deux classes de gravier (8/15 et 15/25) sont utilisées afin d'avoir un mélange avec une bonne compacité.
- Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :
1. une résistance mécanique élevée.
 2. un retrait minimum.
 3. une bonne durabilité.

Remarque : « Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton ».

b. Résistance du béton :**b.1. Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm avec une section de 201,06 cm².

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

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

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

Pour notre étude on prendra : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

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

c. Module de déformation longitudinale :

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

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \epsilon$) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

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

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

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

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179,557 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré),

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

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

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

θ : 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

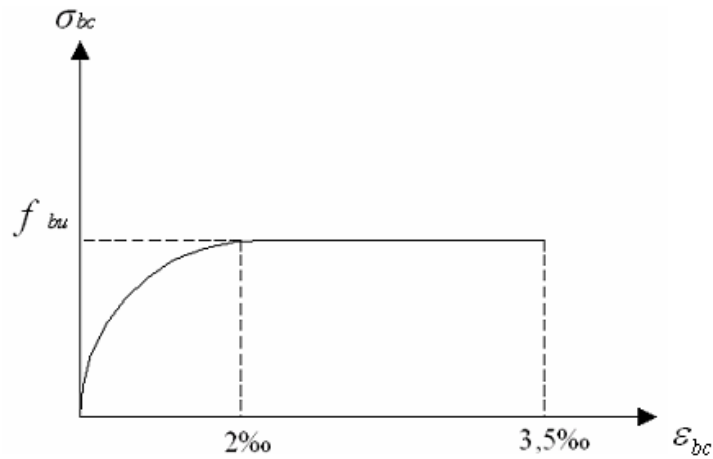


Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

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

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

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

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

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

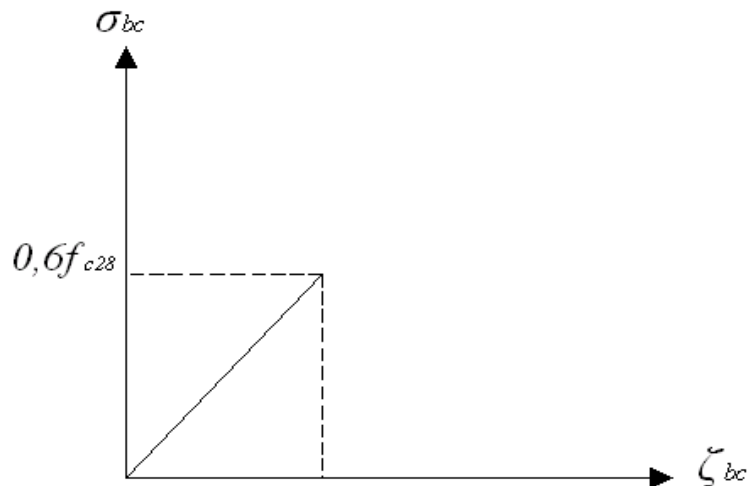


Figure I. 6: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.4.2 Aciers :

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

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

- Barres à haute adhérences (HA) : *Fe 500*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52 Ø=5 mm* pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

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.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

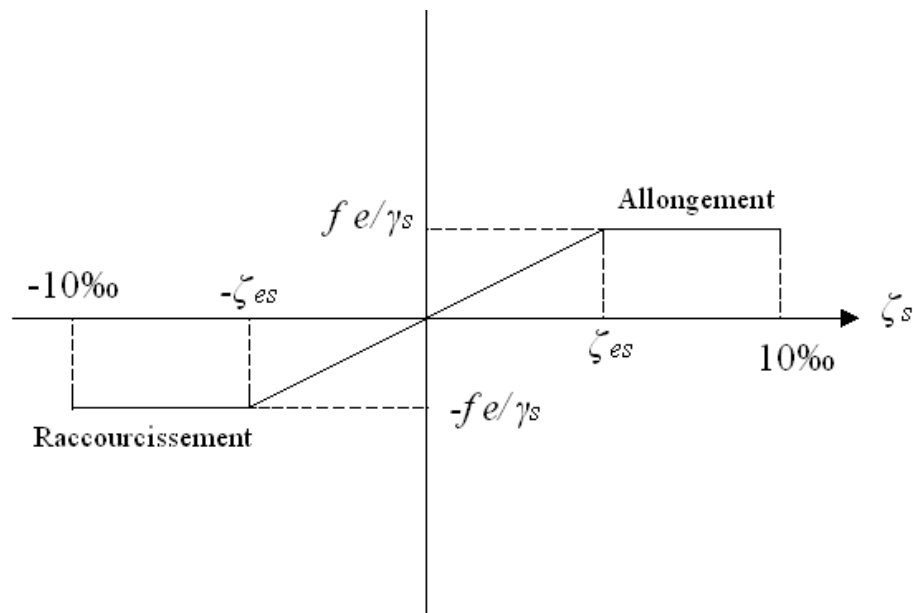


Figure I. 7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

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

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

$$\text{Pour les aciers Fe 500 on a : } \zeta_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 2,17\text{‰}$$

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

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

- On peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) \quad (MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad (MPa)$

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.5 Hypothèses De Calcul :

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

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

- La contrainte de calcul, notée “ σ_s ” et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est

égale à :

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{Situation} & \text{durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation} & \text{accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

CHAPITRE II

Prédimensionnement Des Eléments Structuraux

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 (**C.B.A.93**).
- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (**C.B.A.93**).
- 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

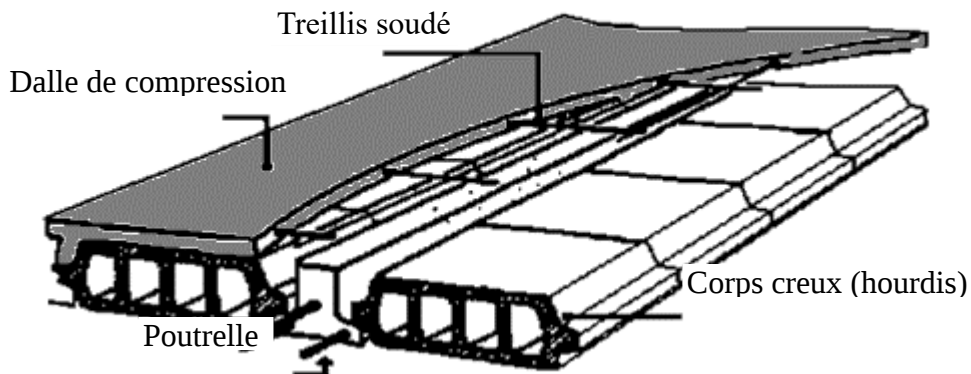


Figure II.1 : Schéma Plancher à corps creux

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 = la plus grande portée dans le sens des poutrelles (entre nus d'appuis)

h_t : hauteur totale planché

$$\text{Dans notre cas } L = 4,75 - 0,40 = 4,35 \text{ m} \Rightarrow \frac{4,35}{25} \leq h_t \leq \frac{4,35}{20} \quad (\text{C.B.A.93}) \quad (\text{article. B.6.8.4})$$

$$17,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 21,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h_t = 21 \text{ cm.}$$

Nous adoptons pour $h_t = 21 \text{ cm}$ un plancher de **(16+5 cm)**.

Avec hauteur du corps creux : 16 cm.

La hauteur de la dalle de compression : 5 cm.

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

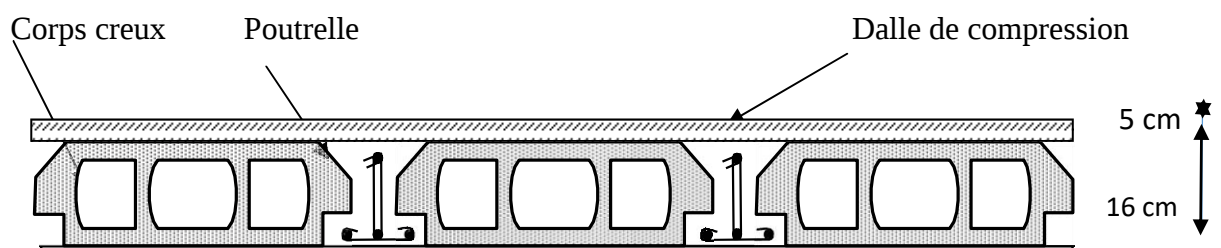


Figure II.2: Schéma Plancher à corps creux

16 cm : hauteur du corps-creux.

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

II.2.1. Plancher dalle pleine

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

- **Résistance à la flexion :**
 - Pour dalle reposant sur 2 appuis $\Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.
 - Pour dalle reposant sur 3 ou 4 appuis $\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$.
 - L_x = la petite portée du panneau le plus sollicité.
- **Sécurité en matière d'incendie**
 - $e = 7$ cm pour une heure de coupe feux.
 - $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feux.
 - $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coupe feux.

- **Isolation phonique**

Selon les règles du **(C.B.A.93)** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), l'épaisseur du plancher **$e \geq 13$ cm** pour obtenir une bonne isolation phonique.

- Pour le projet ($L_x = 5,85 - 0,35 = 5,50$ m) la dalle repose sur 4 appuis.

$$\frac{550}{50} \leq e \leq \frac{550}{40}$$

$$11 \text{ cm} \leq e \leq 13,75 \text{ cm} .$$

- D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur **$e = 15$ cm** pour les dalles Pleines de parking.
- La dalle se reposant sur deux appuis (**dalle pleine Balcon**) donc :
- $e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{178}{10} = 17,8 \text{ cm}$ On prend $e = 20$ cm

II.3 : Pré dimensionnement des poutres**II.3.1 Les portiques :**

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.3.2 . Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnements sont basés sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques.
- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques donner par le **C.B.A 93 2003**.
- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon le « **RPA 99 modifie 2003** ».
- Vérification de la rigidité.

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

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles pour reprendre les charges provenant du plancher.

✓ **D'après le (C.B.A.93) :**

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

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

Avec : **L** : Portée de la poutre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

- **Détermination de la hauteur "h" :**

On a : $L=5,85 - 0,30=5,55\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 37\text{cm} \leq h \leq 55,5\text{cm}$$

On prend : **h=50cm**

- **Détermination de la largeur "b" :**

$$h = 50\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend : **b=35 cm**

Vérification selon le RPA version 2003 (l'article 7.5.1) :

(Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 35cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 50cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,42 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

• **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{50}{550} = 0,0909 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vue la difficulté d'exécution on va adopter le même coffrage « même section » pour toutes les poutres porteuses ont choisis : h=50 cm.

Pour la largeur b ont choisi : $(0,3 \cdot 50) \leq b \leq (0,7 \cdot 50)$.

15 cm $\leq b \leq$ 35 cm ont choisis : b=35 cm.

II.3.2.2 Poutres secondaires (non porteuses) :

• **D'après le "C.B.A.93" [1] :**

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

• **Détermination de la hauteur "h" :**

On a : L=4,75-0,3=4,45m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29cm \leq h \leq 44,5$$

cm

On prend : **h=45cm**

• **Détermination de la largeur "b" :**

$$h = 45cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5cm \leq b \leq 31,5cm$$

On prend : **b=35cm**

Vérification selon le RPA version 2003 (l'article 7.5.1) :

(Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 35cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 45cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,2857 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

• **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{45}{445} = 0,101 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

II.3.3 Poutres avec appui élastique (porteuses) :

✓ **D'après le "C.B.A.93" :**

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

• **Détermination de la hauteur "h" :**

On a : $L = 6,59 - 0,3 = 6,29m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 41,93cm \leq h \leq 62,9cm$$

On prend : **h=60cm**

• **Détermination de la largeur "b" :**

$$h = 60cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16,5cm \leq b \leq 38,5cm$$

On prend : **b=35cm**

Vérification selon le RPA version 2003 (l'article 7.5.1) :

(Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 35cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 60cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,83 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

• **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{60}{659} = 0,0910 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Vérification de la flèche (C.B.A.93) :**

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

$f_{\max}$: La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12}\right)$

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé ($E_{vj}=11496,760\text{MPa}$).

a- Sens porteur (L= 5,55 m) ,(50×40)

$$F^{adm} = \frac{L(cm)}{1000} + 0.5 = 1,055 \text{ cm} ; \quad E_{vj} = 11496.760 \text{ Mpa} ;$$

$$I_b = 3,645.10^9 \text{ mm}^4$$

✓ **Plancher courant :**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (4.13 \times 5,75 + 25 \times 0.35 \times 0.50) + 1.5 \times 1,5 = 40.215 \text{ KN}$$

$$F^{max} = 1.18 \text{ cm} < F^{adm} = 1.055 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non verifier}$$

On prend h = 50 cm et b = 40 cm $I_b = 4.166.10^9 \text{ mm}^4$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (4.13 \times 5,75 + 25 \times 0.40 \times 0.50) + 1.5 \times 1,5 = 41.059 \text{ KN}$$

$$F^{max} = 1 \text{ cm} < F^{adm} = 1.055 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifie}$$

• **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte

On vat opter pour la section **(40 x 50)** pour les poutres principales.

On Vat opter pour la section **(35 x 45)** pour les poutres secondaires.

On Vat opter pour la section **(35 x 60)** pour les poutres principales.

On Vat opter pour la section **(40 x 50)** pour les poutres chainage.

II.3.4 Evaluation des charges et surcharge

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

II.3.5 Charges permanentes :

• Plancher terrasse (inaccessible) :

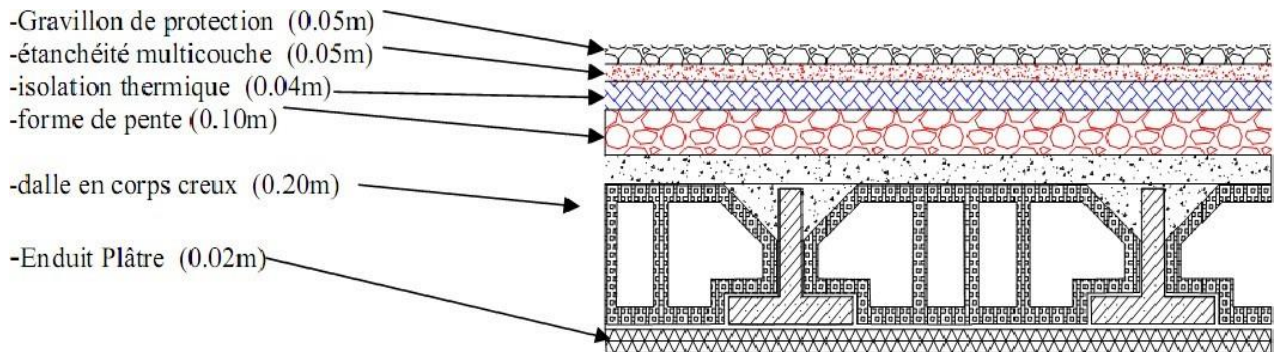


Figure II.3: Coupe verticale de plancher terrasse à corps creux

Tableau II.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher terrasse à corps creux

N°=	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravier	17	0,0	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
Charge permanente G				Gt = 6,52 KN/m ²
Charge d'exploitation Q				Q = 1 KN/m ²

• **Plancher étage courant :**

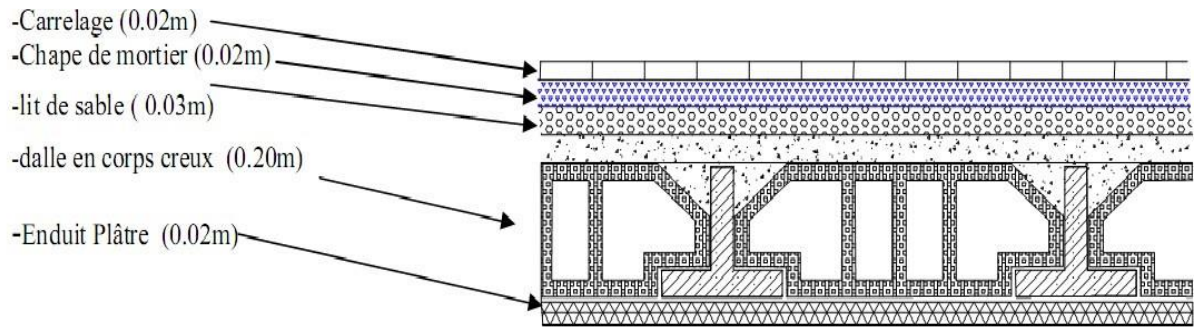


Figure II.4 : Coupe verticale de plancher courant à corps creux

Tableau II 2 : Charges permanentes et surcharge d'exploitation du plancher étage courant corps creux

N°=	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
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
Charge permanente G				Gt = 5,57 KN/m ²
Charge d'exploitation Q				Q = 1,5 KN/m ²

• **Plancher sous-sol (Dalle pleine) :**

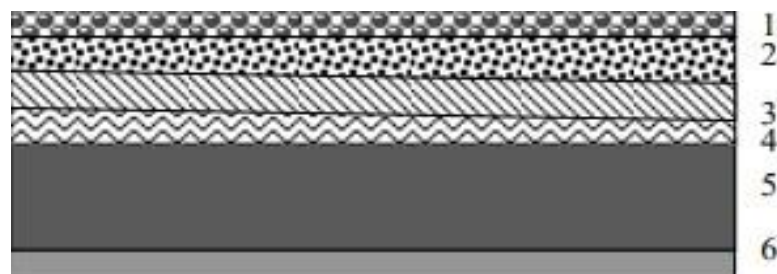


Figure II 5 : Coupe verticale de dalle pleine

Tableau II .3 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de la dalle
plane(e=15cm)

N°=	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement de Carrelage	22	0,02	0,50
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	18	0,02	0,36
6	Cloison brique creuse	10	0,1	1
Charge permanente G				G= 6.25 KN/m ²
Charge d'exploitation Q				Q = 2,5 KN/m ²

Tableau II .4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de la dalle
plane(e=20cm)

N°=	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement de Carrelage	22	0,02	0,50
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,03	0.54
4	Dalle pleine	25	0,20	5
5	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
6	Cloison brique creuse	10	0,1	1
Charge permanente G				G= 7.8 KN/m ²
Charge d'exploitation Q				Q = 3,5 KN/m ²
Charge d'exploitation Q (habitation)				Q = 1,5 KN/m ²

• Mur extérieur :

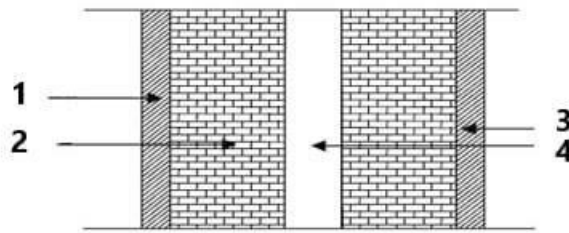


Figure II.6 : Coupe vertical du mur double cloison.

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs en extérieur

	Matériaux	e(m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.	Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2.	Briques creuses	0,10	9	0,90
3.	Lame d'air	0,05	-	00
4.	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
5.	Briques creuses	0,15	9	1,35
	$\Sigma G=0,20+0,90+0,36+1,35$			2,81

• Acrotère

Charge permanente **G=2,117kN/ml**

Charge d'exploitation : **Q=1,00kN/ml**

II.3.6 Charges d'exploitations :

- ✓ La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est **Q = 1.0 KN/m²**.

La charge d'exploitation pour RDC et les étages courants **Q = 1.5 KN/ m²**.

- ✓ La charge d'exploitation à prendre pour sous-sol 1 et 2 (parking) : **Q = 2,5 KN/m²**.
- ✓ La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est **Q = 3,5 KN/m²**.
- ✓ La charge d'exploitation des escaliers est **Q = 2,5 KN/m²**.

II.4 Pré dimensionnement des poteaux**a. Principe :**

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

Chaque type de poteau est affecté de la surface 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 prédimensionnement (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 le **(RPA99 version 2003)** .
- Vérifier la section à l'E.L.S.

c. dégression des surcharges :

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 : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par le « **C.B.A.93** »

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀ : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ ,....., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.6 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
PT	Q0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P10	Q1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
P9	Q2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
P8	Q3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
P7	Q4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
P6	Q5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P5	Q6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
P4	Q7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8.5
P3	Q8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots+Q_8)$	9.24
P2	Q9	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots+Q_9)$	10
P1	Q10	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	10,75
P RDC	Q11	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$	13.80
P s-sol 1	Q12	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{12})$	15.175
P s-sol 2	Q13	$\Sigma_{13}=Q_0+0,62(Q_1+\dots+Q_{13})$	16.50

d. dimensionnement des poteaux :

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1) \quad \text{Selon C.B.A.93 (Article B.8.2.1)}$$

Avec :

- **N_u** : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- **α** : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- **λ** : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- **l_f** : Longueur de flambement.
- **i** : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- **I** : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- **B** : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- **f_e** : Limite élastique de l'acier ($f_e=500\text{MPa}$).
- **f_{c28}** : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30\text{MPa}$).
- **A_s** : Section d'acier comprimée.
- **Br** : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

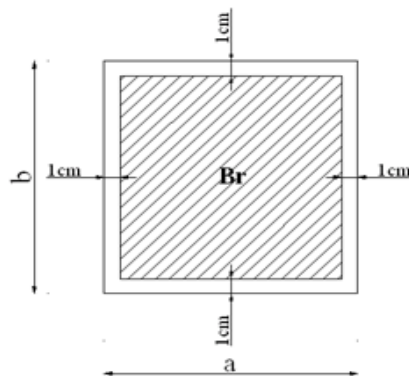


Figure II.7 : section réduite de poteau

✓ Selon le « **RPA version 2003** » :

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

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,053N_u$$

e. Le minimum requis par le (RPA99 version 2003) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} * Min(a;b) \geq 30cm \\ * Min(a;b) \geq \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

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

f. Vérification à l'ELS :

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

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS (N_{ser}=N_G+N_Q).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures (A_s=1%B).

$$n: \text{Coefficient d'équivalence} \left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right).$$

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

Le poteau le plus sollicité est :

Le poteau central : $S=23.576 \text{ m}^2$

Le poteau le plus sollicité c'est le poteau (C-3).

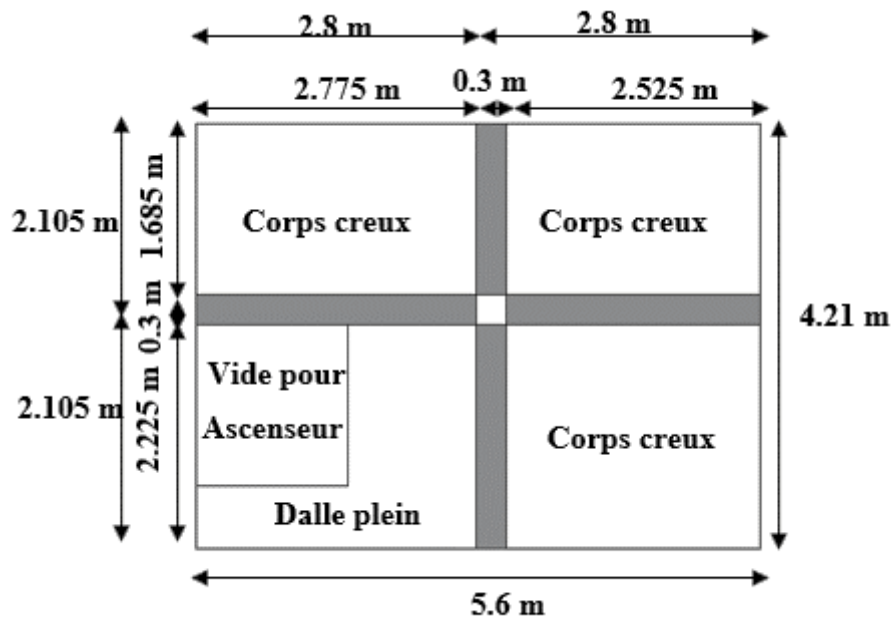


Figure II.8 : poteau central le plus sollicité.

- Poteau central :**

Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S_T = 23.576 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{dalle plein}} = 3.494 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{corps creux}} = 17.682 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ascenseur}} = 2.4 \text{ m}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

- Poteau terrasse :**

$$G_{\text{poutre } p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre } s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher } cc} = 6.52 \times 17.682 = 115.29 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher } dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ascenseur}} = 55 \times 2.4 = 132 \text{ KN}$$

$$G = 317.94 \text{ KN}$$

$$Q = 23.576 \text{ KN}$$

- **Poteau 10eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 58.94\ KN$$

- **Poteau 9eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 90.77\ KN$$

- **Poteau 8eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 119.06\ KN$$

- **Poteau 7eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 143.81\ KN$$

- **Poteau 6eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 165.03\ KN$$

- **Poteau 5eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 182.71\ KN$$

- **Poteau 4eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 200.40\ KN$$

- **Poteau 3eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 217.84\ KN$$

- **Poteau 2eme étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 235.76\ KN$$

- **Poteau 1er étage :**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 253.44\ KN$$

- **Poteau RDC:**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 325.35\ KN$$

- **Poteau Sous-sol 1:**

$$G_{poutre\ p} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28\ KN$$

$$G_{poutre\ s} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40\ KN$$

$$G_{plancher\ cc} = 5.57 \times 17.682 = 115.29\ KN$$

$$G_{plancher\ dp} = 7.8 \times 3.494 = 27.25\ KN$$

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053\ KN$$

$$G = 191.99\ KN$$

$$Q = 357.77\ KN$$

- **Poteau Sous-sol 2:**

$$G_{\text{poutre p}} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 5.6 = 28 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre s}} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 3.91 = 15.40 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher dp}} = 6.25 \times 21.176 = 132.35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.69 \times 25 = 6.053 \text{ KN}$$

$$G = 181.80 \text{ KN}$$

$$Q = 389.00 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section des poteaux**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple A L'ELU selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow (1)$$

Avec : N_u : effort normal ultime $N_u = (1.35 \cdot G) + (1.5 \cdot Q)$.

α : coefficient réducteur tenant compte le flambement $\alpha = f(\lambda)$

λ : élancement d'EULER $\Rightarrow \lambda = L_f / i$

L_f = longueur de flambement

i = rayon de giration $\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité $I = \frac{bh^3}{12}$.

B : surface de la section du béton $B = a \cdot b$.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton $\Rightarrow \gamma_b = 1.5$ (situation durable).

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier $\Rightarrow \gamma_s = 1.15$ (situation durable).

F_e = limite élastique de l'acier $\Rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$.

f_{c28} = contrainte caractéristique du béton à 28 jours $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

A_s = section d'acier.

B_r = section réduite d'un poteau ; obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $\Rightarrow B_r = (a-2) \cdot (b-2) \text{ cm}^2$.

Selon le **RPA99/V2003** :

En zone 3 $\Rightarrow A_{s_{min}} > 0,9\%B$ (art7.4.2.1).

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$A_s = 1\%B \Rightarrow A_s = 0,01B \dots\dots\dots (2)$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si : } \lambda < 50 \Rightarrow \frac{A_s}{B} = 0,01 \dots\dots (3)$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si : } 50 < \lambda < 10.$$

Pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35$

$$\text{Pour : } \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708.$$

De l'équation (1) et (2) et (3) on tire la valeur de Br :

$$Br > \frac{Nu}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{0,01 * f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,053 Nu$$

Les résultats concernant le poteau central sont calculés par :

- $Nu = 1.35G + 1.5Q$
- 1,15 Nu de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments a deux travées
- selon **(CBA 93 Article B.8.1.1)**.
- $N_s = G + Q$
- $Br = 0.53 Nu$
- $a = \sqrt{Br} + 2$

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a * b)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$$

Exemple de calcul

Poteaux s- sol 2

Pour le s-sol 2 on a : $\begin{cases} N_G = 2803.62 \text{ kN} \\ N_Q = 389.00 \text{ kN} \end{cases}$

$$N_{u,s-sol2} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 4368.39 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,053 N_u [\text{MN}]$$

$$Br = 2.315 \times 10^{-1} \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

$$\text{On a: } a = b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,5011 \text{ m}$$

$$a = b = 50.11 \text{ cm}$$

Le choix: **a=b=55 cm**

• **Vérification de la section à l'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 3192.62 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}, \quad B = (a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 9.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central rectangulaire **S= 23,576 m²**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux centraux (carrés)

Niv	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br(cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	Ob
P t	317.94	23.576	464.57	246.22	17.69	30×30	35×35	341.52	2.43	OK
P10	509.93	58.94	776.82	411.71	22.29	30×30	35×35	568.87	4.04	OK
P9	701.92	90.77	1083.75	574.39	25.97	30×30	35×35	792.69	5.62	OK
P8	893.91	119.06	1385.37	734.25	29.10	30×30	35×35	1012.97	7.19	OK
P7	1085.90	143.81	1681.68	891.29	31.85	30×30	40×40	1229.71	6.68	OK
P6	1277.89	165.03	1972.70	1045.53	34.33	30×30	40×40	1442.92	7.84	OK
P5	1469.88	182.71	2258.40	1196.95	36.60	30×30	45×45	1652.59	7.1	OK
P4	1661.87	200.40	2544.12	1348.38	38.72	30×30	45×45	1862.27	8	OK
P3	1853.86	217.84	2829.47	1499.62	40.72	30×30	50×50	2071.70	7.20	OK
P2	2045.85	235.76	3115.54	1651.24	42.64	30×30	50×50	2473.28	8.60	OK
P1	2237.84	253.44	3401.24	1802.66	44.46	30×30	55×55	2491.28	7.16	OK
P. RDC	2429.83	325.35	3768.30	1997.20	46.69	30×30	55×55	2755.18	7.92	OK
P s- sol 1	2621.82	357.77	4076.11	2160.34	48.49	30×30	55×55	2979.59	8.56	OK
P s- sol 2	2803.62	389.00	4368.39	2315.25	50.38	30×30	55×55	3192.62	9.18	OK

- **Choix des sections des poteaux**

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage

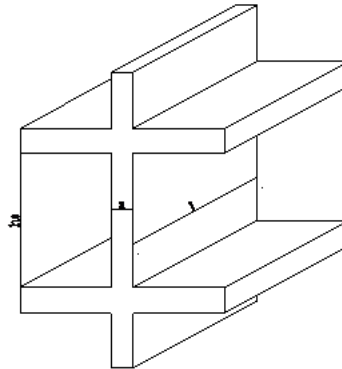


Figure II.9: Coupe de voile en élévation (RPA 99 v 2003)

(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 h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

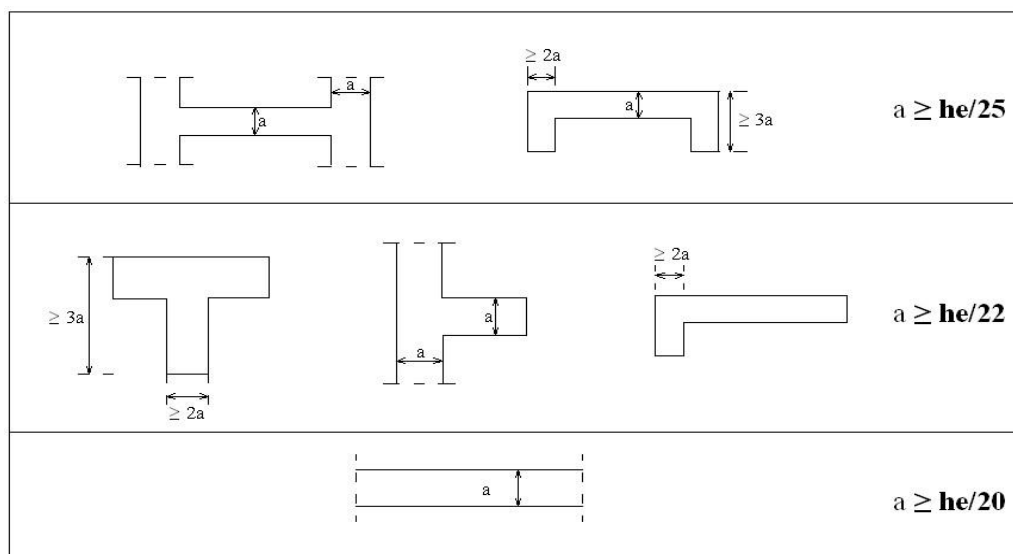


Figure II.10 : Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003)

On a :

Pour les étages courant et RDC H=3,24m :

$$h_e = 3,24 - 0,45 = 2,79 \text{ m} \rightarrow a = \frac{h_e}{22} = 12.68 \text{ cm (RPA99 L'article 7.7.1)}$$

Pour le sous-sol H= 2.9 m :

$$h_e = 2.9 - 0.45 = 2.45 \text{ m} ; \quad a = \frac{h_e}{22} = 11.13 \text{ cm}$$

D'après le "RPA 99 version 2003": $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

On prend : $a = 20 \text{ cm}$

$$a = 20 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Conclusion

On opte une section épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles du bâtiment.

Tableau II.8 : Dimensions des éléments porteurs

Niveau	Section de poteau central	Section de Poutre principale	Section de Poutre de chaînage	Section de Poutre secondaire	Section de Poutre principale	Epaisseur des voiles
10 ^{ème} étage - 8 ^{ème} étage	35×35	40×50	40×50	35×45	35×60	20
7 ^{ème} étage - 6 ^{ème} étage	40×40	40×50	40×50	35×45	35×60	20
5 ^{ème} étage - 4 ^{ème} étage	45×45	40×50	40×50	35×45	35×60	20
3 ^{ème} étage - 2 ^{ème} étage	50×50	40×50	40×50	35×45	35×60	20
1 ^{ème} étage - RDC	55×55	40×50	40×50	35×45	35×60	20
SOUS SOL (1-2)	55×55	40×50	40×50	35×45	35×60	20

II.6 Conclusion :

- Le plancher sera en corps creux de **16+5 cm** .
- Les poutres principales auront une section de **(35 x 60) cm²** .
- Les poutres principales auront une section de **(40 x 50) cm²** .
- Les poutres de chaînage auront une section de **(40 x 50) cm²** .
- Les poutres secondaires auront une section de **(35 x 45) cm²** .
- Des dalles pleines avec une épaisseur de **15 cm** et **20 cm**.
- Des voiles avec une épaisseur de **20 cm**.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ❖ Les éléments porteurs (ou principaux) : qui contribuent directement au contreventement ; à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure.
- ❖ Les éléments secondaires : ils ne participent pas directement à la stabilité d'ensemble de la structure.

Ils ont un caractère soit autonome et isostatique (comme l'acrotère, les balcons ; les linteaux, les éléments architectoniques ...), soit hyperstatiques « faiblement » (comme les escaliers, les dalles ...).

La caractéristique principale des éléments secondaires est que leur rupture n'entraîne pas automatiquement la rupture de la structure dans son ensemble.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment.

Nous citons : 1) l'acrotère.

2) La dalle pleine.

3) Les escaliers.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « C.B.A 93 » en respectant le règlement parasismique algérien « R.P.A99 V2003 »

III.2 . Acrotère**III.2.1. Introduction**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

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

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 $e=10\text{cm}$

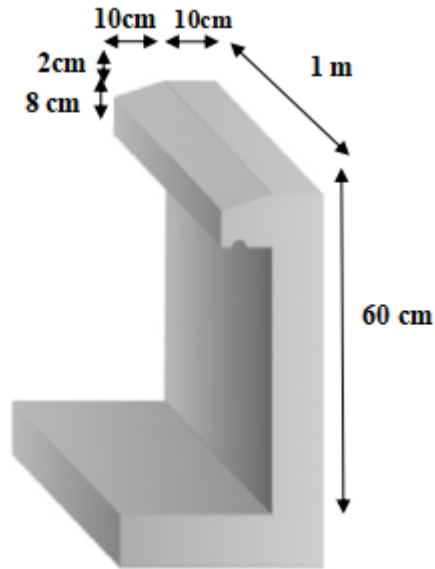


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.

III.2.2 . Évaluation des charges

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère : $S = \{(0.6 \times 0.1) + (1/2 \times 0.1 \times 0.02) + (0.08 \times 0.1)\} = 0.069\text{m}^2$.
- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN}$
- Revêtement par du mortier ($e=2 \text{ cm}$; $\rho= 14 \text{ KN/m}^3$).

$$G = \rho_{ci} \cdot e \cdot P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

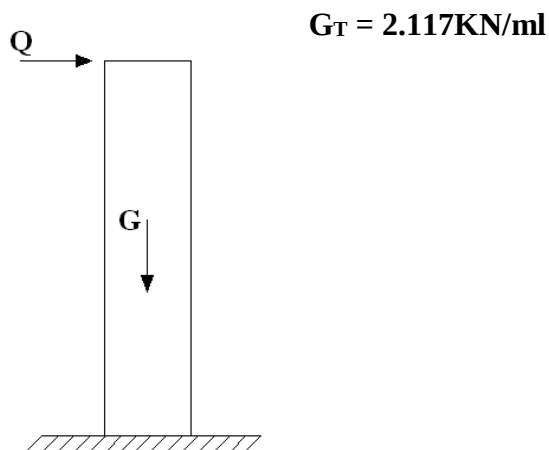


Figure III .2 :Solicitations de lacrotère .

b. Charge d'exploitation :

- On prend en considération l'effet de la main courante,
Selon le (D.T.R B.C.22) : $Q=1\text{KN/ml}$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G=2,117\text{kN/ml et } Q_u=1 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 . Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u=1,35G=2,857 \text{ kN}$$

$$M_u=1,5Q_uh=1,5\times 1\times 0,6=0,90 \text{ kNm}$$

$$T_u=1,5Q_u=1,5 \text{ kN}$$

E.L.S:

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

$$M_{ser}=Q_uh=0,6 \text{ kNm}$$

$$T_{ser}=Q_h=1 \text{ Kn}$$

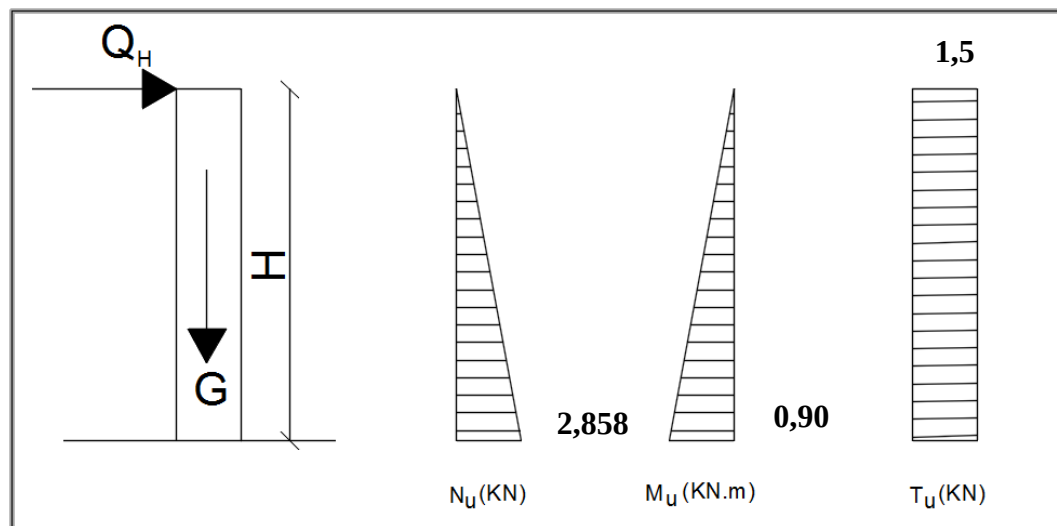


Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.2.4 . Ferrailage de l'acrotère

$$h=10 \text{ cm ; } b=100 \text{ cm ; } f_{c28}= 30 \text{ MPa ; } \sigma_{bc}= 17 \text{ MPa ; } c=c'= 2 \text{ cm ; } f_e= 500 \text{ MPa}$$

On suppose que $d=h-3=7 \text{ cm}$

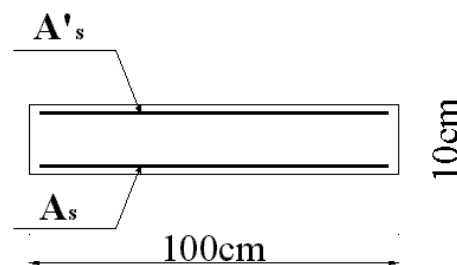


Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,858} = 0,315 \times 100 = 31,5 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

Donc : le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors , on a une section partiellement comprimée.

b. Coefficient de remplissage : ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{bh f_{bc}}$$

$$\psi_1 = \frac{2,89 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 17} = 1,681 \times 10^{-3}$$

$\Psi_1 \leq 0,81$ on calcul l'excentricité critique relative ξ

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0,167$$

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

$e > e_{nc}$ 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 .

a. Calcul du moment fictif : " M_f "

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,9 + 0,9 \left(7 - \frac{10}{2}\right) \times 10^{-2} = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,95 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 17} = 0,0115$$

$$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 7 \times (1 - 0,4 \times 0,021) = 6,708 \text{ cm}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,95 \times 10^6}{67,08 \times \frac{500}{1,15}} = 32,6 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 32,6 - \frac{2,858 \times 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 31,94 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

III.2.5 . Vérification de la section d'acier (C.B.A.93) :

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

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 opte finalement pour $5T8 = 2,51\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

c. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,627\text{cm}^2$$

On choisi $4T8 = 2,01\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60 - 5}{3} = 18,33\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

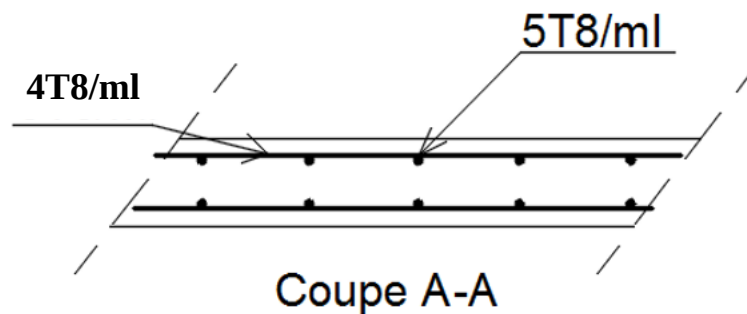


Figure III.5 : ferrailage longitudinale de l'acrotère.

Vérification du « d » : on doit vérifier que : $d_{ext} > d_{cal} = 7\text{ cm}$.

$$d_{ext} = 10 - 2 - \frac{2,51 \times 0,3}{2,51} = 7,7\text{ cm}.$$

$$d_{ext} = 7,7\text{ cm} > d_{cal} = 7\text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

III.2.6 . Vérification a L'E.L. S

G : centre de gravité du béton seul

G1 : centre de gravité de la section avec armatures

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

Position de l'axe neutre :

$$\vartheta_1 = \frac{\frac{1}{2}bh^2(A_1 c_1 + A_2 d)}{s} = 5cm$$

Moment d'inertie /axe neutre

$$I_{G1} = \frac{1}{3}bh^3 + 15(A_1 c_1^2 + A_2 d^2) - s v_1^2 = 8634,53cm^4$$

$$M_{ser}/axe\ neutre : M_{ser/G1} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v_1 \right) = 0,6\ KN.m$$

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

$$\sigma_{bc\ min} \geq 0 \rightarrow \frac{M_{ser/G1}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,117} = 28,34\ cm \geq \frac{I_{G1}}{s \times (h - \vartheta_1)} = \frac{8634,53}{1075,3 \times (10 - 5)} = 1,6059\ cm$$

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

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

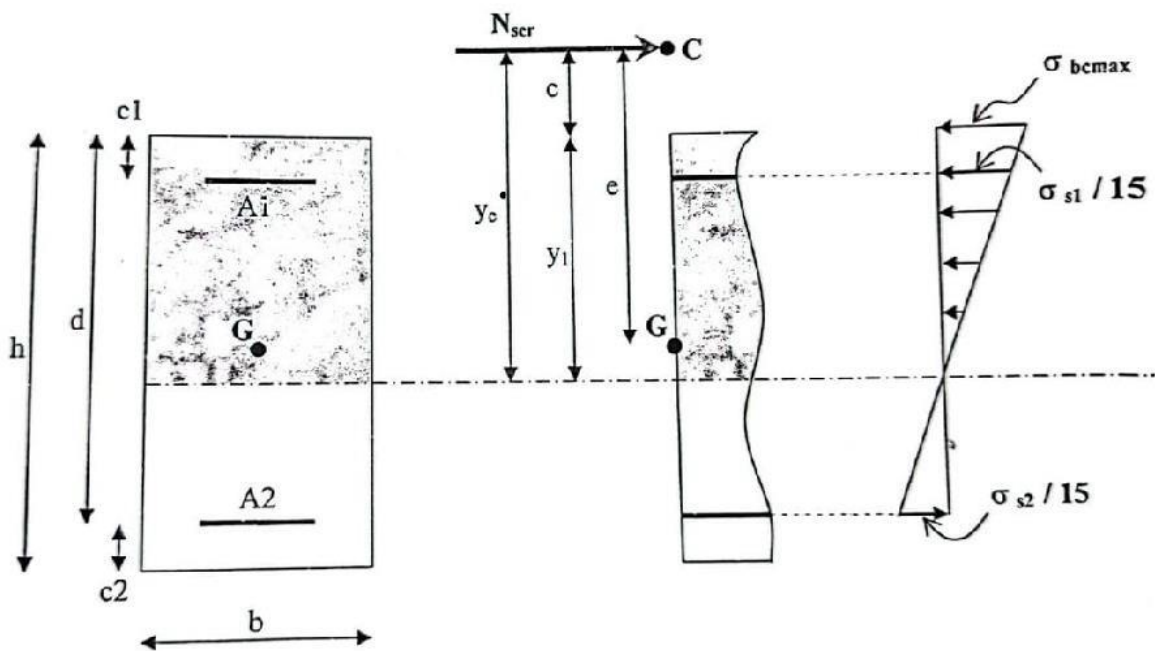
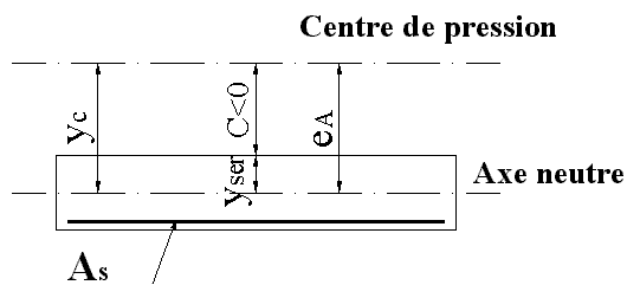


Figure III. 6: Coupe transversale d'une section de poutre partiellement comprimée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}/G1}{N_{ser}} = 28,3cm$$



On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28 \text{ cm} \Rightarrow C = -26 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le (C.B.A.93), on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -4322.96 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 101372.15 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + 4(p/3)^3$$

$$\Delta = (101372.15)^2 + 4\left(\frac{-4322.96}{3}\right)^3 = -1.692 \times 10^9 \text{ valeur négative}$$

$$\text{Arc cos} = \frac{q}{2} = 0.38 \text{ Radian} \Rightarrow \phi = 2$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 75.92$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -70 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 45.66 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 33.04 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 45.66 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 45.66 - 39.55 = 6.11 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 6.11 \text{ cm} \\ y_c = 45.66 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \Phi = \arccos\left(\frac{q}{2} * \left(\frac{-p}{3}\right)^{-3/2}\right)$$

$$\Phi = 0.38 \text{ rad}$$

$$y_c = -2\sqrt{\frac{-p}{3}} \cos\left(\frac{2\pi}{3} + \frac{\Phi}{3}\right) \Rightarrow y_c = 45.96 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } y_1 = y_c - c = 45.96 - 38 \Rightarrow y_1 = 7.96 \text{ cm}$$

III.2.7. Vérification des contraintes

1. Calcul des contraintes : σ_{bc} et σ_s :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{y \times N_{ser}}{I} \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{45,66 \times 10 \times 2,14 \times 10^3}{8637,53 \times 10^4} \right) \times 6,11 = 0,0067 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{z \times N_{ser}}{I} \right) \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{45,66 \times 10 \times 2,14 \times 10^3}{8637,53 \times 10^4} \right) \times (80 - 61,1) = 0,329 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 250 \text{ MPa avec } (\eta = 1,6 \text{ pour les acier HA})$$

$$\sigma_s = 0,329 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \text{ OK}$$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.2.8 Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1,5 - \frac{0,90}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -11,83 < 0$$

Alors : les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.2.9 .Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_U = \frac{\tau_u}{b \cdot d} ; \bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,0128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

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

III.2.10 . Vérification de l'acrotère au séisme : selon RPA99 version2003

- L'action des forces de séisme : (F_p)

Selon le **R.P.A** : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (Art 6.2.3)

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

W_p : poids de l'acrotère.

Dans notre projet : $A = 0,25$ (zone III ; groupe d'usage 2) (**RPA tableau 4.1**)

$C_p = 0,8$ (élément en console) , (**tableau 6.1**)

$W_p = 2,117$ KN (pour une bande de 1m).

$F_p = (4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117) = 1,693$ KN.

Donc :

L'acrotère résiste à la force sismique.

III.2.11 . Schéma de Ferrailage d'acrotère :

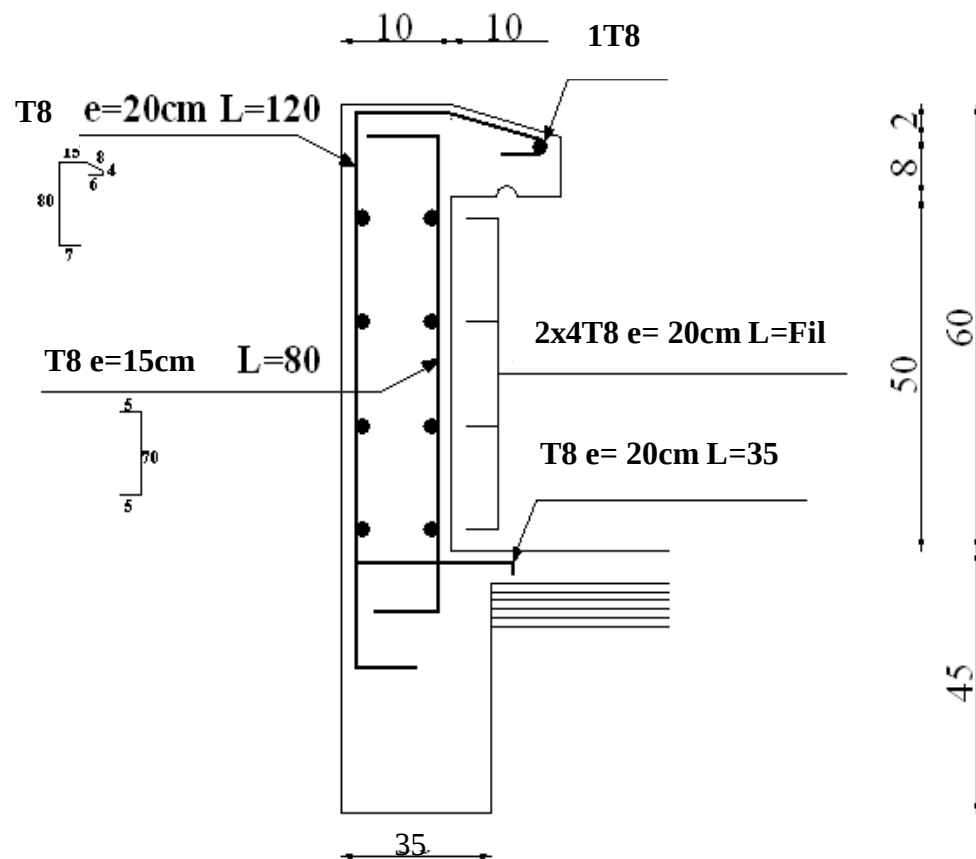


Figure III.7 : ferrailage de l'acrotère.

III.3 . Etude des planchers :**III.3.1 . Introduction :**

Sont des éléments essentiels dans la conception et la construction de tout bâtiment. Pour répondre aux critères que vous avez énumérés, les planchers doivent être conçus avec soin en fonction de plusieurs facteurs, notamment la charge prévue, la portée, les matériaux de construction, la configuration de la structure, etc.

Pour supporter leur propre poids et les surcharges d'exploitation, les planchers doivent être suffisamment résistants pour éviter tout fléchissement excessif ou tout affaissement. La charge prévue déterminera la section transversale des poutres ou des solives, l'espacement des membres de la charpente et la résistance des éléments de fixation.

La transmission des charges et des surcharges est également un facteur important à considérer dans la conception des planchers. Les charges doivent être réparties uniformément pour éviter les contraintes localisées excessives, ce qui pourrait entraîner des dommages structurels.

L'isolation thermique et acoustique est un autre élément important de la conception des planchers. Les planchers doivent être conçus pour minimiser la transmission de chaleur et de bruit entre les différents étages. Des matériaux d'isolation appropriés peuvent être utilisés pour atteindre cet objectif.

Enfin, les planchers sont souvent utilisés pour répartir les charges horizontales dans les contreventements (diaphragmes). Cette fonction peut être réalisée en utilisant des dalles de plancher rigides ou des panneaux de contreplaqué attachés aux solives ou aux poutres.

En résumé, la conception des planchers doit prendre en compte plusieurs facteurs importants pour garantir la stabilité et la durabilité du bâtiment.

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

III.3.2 . Plancher en dalle pleine :

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

III.3.2.1 . Évaluation des charges :

$$G = 6,25 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,28}{5,45} = 0,79 > 0,4 \Rightarrow \text{Donc la dalle pleine travaille dans les deux sens.}$$

III.3.2.2 . Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires .

$$\rho = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 12,79 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,40 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 9,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 5,55 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x = -6,40 \text{ KN.m}$$

III.3.2.3 . Ferrailage de la dalle :

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

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

$$A_{s_{min}} = (0,23 \times \frac{2,4}{500}) \times (100 \times 13,5) = 1,49 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III . 1 : Ferrailage de la dalle pleine.

	sens	Mu (KN.m)	μ	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	As min (cm ²)	Choix	Aadps (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	9,59	0,041	0	0,053	13,216	2,23	1,49	5T12	5,65	20
	y-y	5,55	0,024	0	0,273	12,02	1,42	1,49	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	- 6,40	0,021	0	0,026	13,36	1,10	1,49	4T12	4,52	25

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

III.3.2.4 . Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 20,29kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 17,39kN$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 20,29kN$$

$$\tau_u = \frac{20,29 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,15MPa < \bar{\tau}_u = 1,5MPa.....Vérifier$$

III.3.2.5 . Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0639 \\ \mu_y = 0,6978 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10,24 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 7,14 kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 7,68 kNm \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 5,36 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 5,12 kNm \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.2: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	Mser (KN.m)	As' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	7,68	5,65	4,01	9781,966	3,14	18	Vérifiée	111,75	250	Vérifiée
	y-y	5,63	5,65	4,01	9781,966	2,30	18	Vérifiée	81,92	250	Vérifiée
Appuis	x-x y-y	5,12	4,52	3,65	8199,022	2,28	18	Vérifiée	92,22	250	Vérifiée

c. Vérification de la flèche :

N'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left. \begin{aligned} 1 - \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{10M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,15 > 0,13 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0,15 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 4 \times 10^{-3} < 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

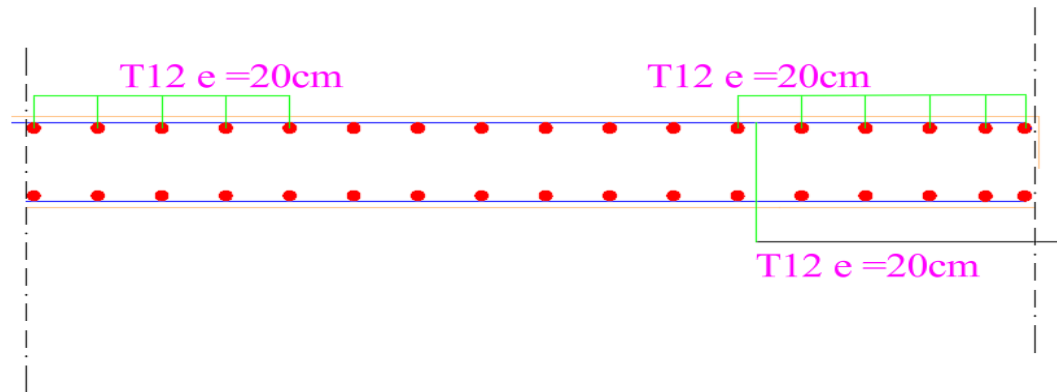


Figure III 8: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.3.3 . Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

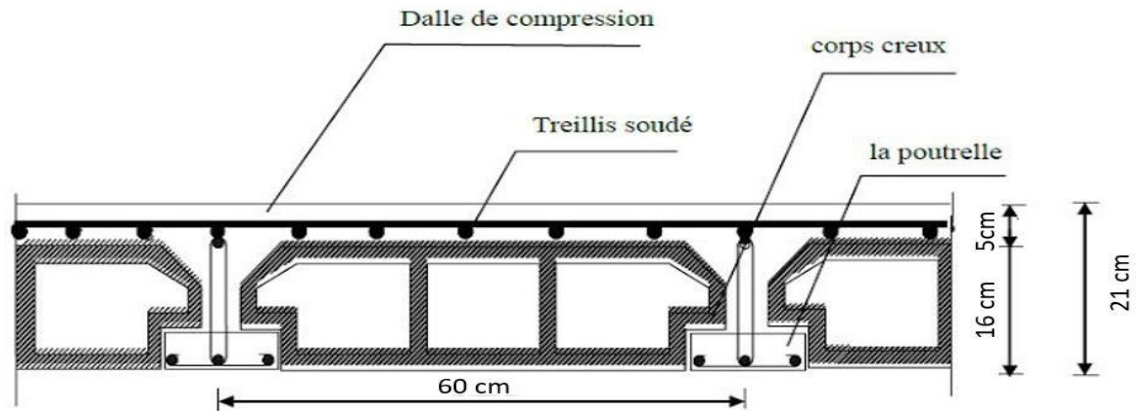


Figure III. 9 : Coupe du plancher en corps creux.

III.3.3.1 . Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce type de plancher est constitué d'élément porteur poutrelles et l'élément de remplissage corps creux de dimensions $(16 \times 21 \times 65)$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

III.3.3.2 . 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 : $h=21\text{cm}$, $h_0= 5\text{cm}$, $b=65\text{cm}$, $b_0=12\text{cm}$

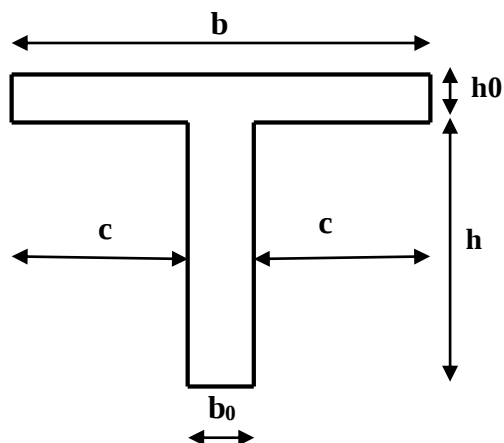


Figure III. 10 : Schéma d'une poutrelle.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (10; 15) \text{ cm.}$$

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

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10}\right) + b_0$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelle ($L_x = 65 \text{ cm}$).

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaire ($L_{max} = 475 \text{ cm}$)

Tel que :

$$L_x = b - b_0 = 75 - 10 = 65$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{362}{10}\right) = 27,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b \leq 2 \times 27,5 + 10 = 75 \text{ cm.}$$

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

III.3.3.3 Dimensions de la poutrelle :

On a : $h_t = 25 \text{ cm}$; avec $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$.

On a : $b_0 = 12 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$.

$$c = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

➤ Sollicitations

$$\text{- E.L.U: } q_u = 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{- E.L.S : } q_s = G + Q$$

On prend : **$L_{max} = 4,75 \text{ m}$** (entre nus d'appuis)

➤ Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$
- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau.III.3: Charges et surcharges sur les poutrelles.

			ELU		ELS	
	G	Q	q_u	P_u	q_s	P_s
Désignation	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,53	1,00	10,31	6,7	7,53	4,89
Etages d'habitation	5,57	1,50	9,67	6,28	7	4,55

III.3.3.4 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"

• Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

➤ Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

- M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

➤ Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0 \rightarrow$ appuis de rive.
- $M=0,6M_0 \rightarrow$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0,5M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

- $M=0,4M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

B. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode :**

▪ **Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l'_w + q_e l'_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$ Appui intermédiaire.

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

▪ **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- (M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée.
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l'=l$pour une travée de rive.
- $l'=0,8l$pour une travée intermédiaire.

Où " l " représente la portée de la travée libre.

▪ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

C. Méthode des éléments finis : « ETABS »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel ETABS.

I. Avant le coulage de la table de compression :

Poutrelle de travée $L = 4,75\text{m}$

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$.

Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.05 \times 25 = 0.15 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.25 \times 14 = 2.275 \text{ kN/ml}$

$$G=2.425 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation

Dues aux ouvriers : $Q = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/ml}$

➤ Sollicitations

- E.L.U: $q_u = 1.35G + 1.5 Q$; E.L.S : $q_s = G + Q$

On prend : $L_{\max} = 4,75\text{m}$ (entre nus d'appuis)

Tableau.III.4: Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage

Sollicitations	E.L.U: $1.35G + 1.5Q$	E.L.S : $G + Q$
Charge	$q_u = 4.24875 \text{ kN/ml}$	$q_s = 3.075 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4.24875 \times (4.75)^2}{8} = 11.98 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3.075 \times (4.75)^2}{8} = 8.67 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u = 11.98 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3.6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$; $h = 5 \text{ cm}$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2,9 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaielements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{\max} = 1\text{m.}$$

$$M_u = \frac{4,25 \times (1)^2}{8} = 0,532 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = 0,201 \leq \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,201)}}{0,8} = 0,284$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = 0,383 \text{ cm}^2$$

On prend : 2 T10 $\rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.3.3.5 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"

➤ Evaluation des charges :

Tableau.III.5 : Les charges ont ELU et ELS

Designation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (kN/m ²)	Pu (kN/ml)	qs (kN/m ²)	Ps (kN/ml)
étage Terrasse	6.52	1	10.30	6,69	7.52	4.88
étage courant	5.57	1.50	9.77	6,35	7.07	4.6

➤ Calcul des efforts internes :

- Poutrelle type 1 :

1-Poutrelles à quatre travées :

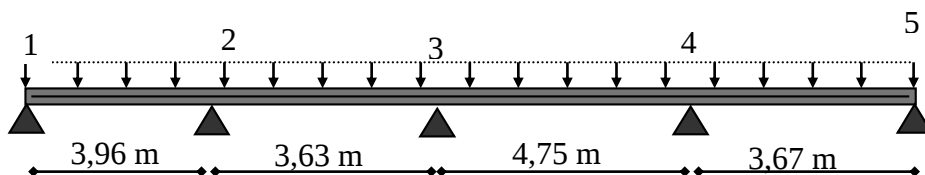


Figure III. 11 : Schéma statique poutrelle.

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} Condition n'est pas vérifiée).

Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Porté e fictive (m)	X _i (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	EL U	ELS					EL U	ELS	ELU		ELS	
									T _w	T _e	T _e	T _w
1	0	0	1-2	3,67	3,67	1,7	5,40	3,94	12,68	-11,87	8,54	-9,36
2	3,38	2,46	2-3	4,75	3,8	2,37	5,96	4,31	15,56	-16,21	11,26	-11,91
3	3,72	2,70	3-4	3,63	2,9	1,66	3,47	2,51	13,07	-11,21	9,78	-7,93
4	2,17	1,57	4-5	4,63	4,63	2,73	8,85	6,40	16,68	-14,29	12,49	-10,10
5	0	0										

Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

E.L.U :

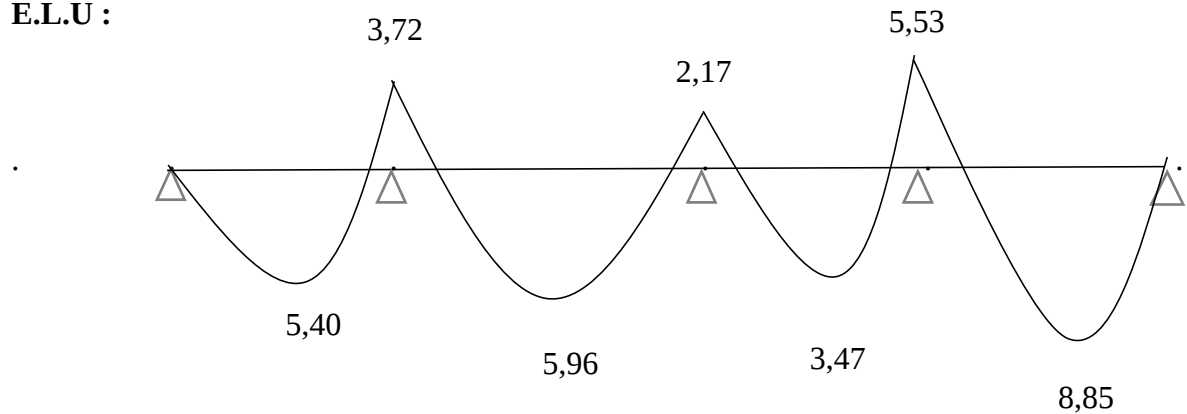


Figure III. 12 : Diagrammes des Moments à ELU.

E.L.S :

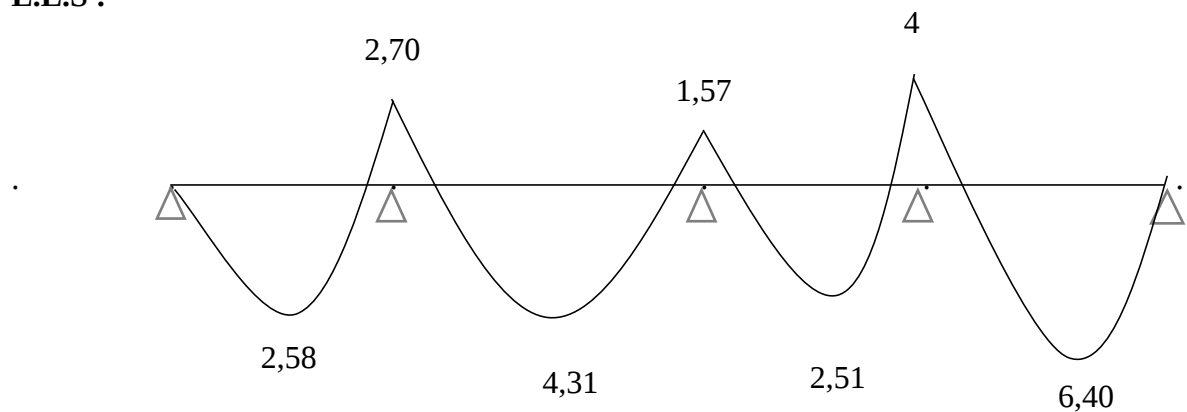


Figure III. 13 : Diagrammes des Moments à ELS.

- Effort tranchant :

E.L.U :

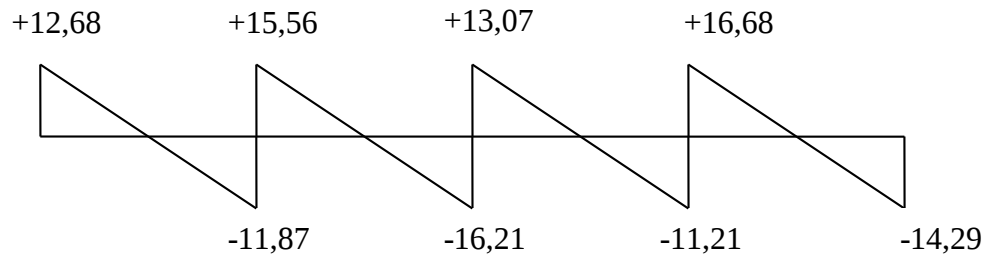


Figure III 14 : Diagrammes des efforts tranchants a ELU.

E.L.S :

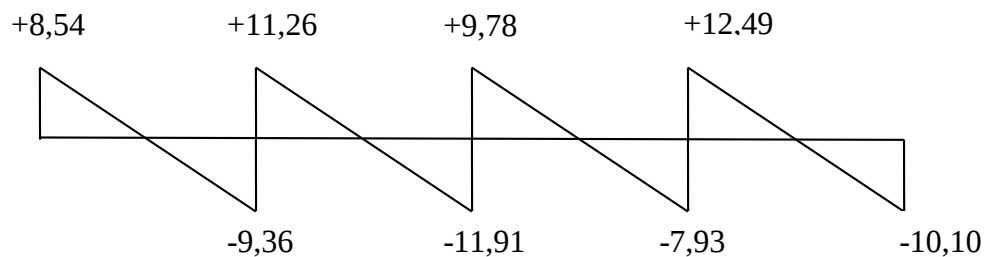


Figure III. 15 : Diagrammes des efforts tranchants a ELU.

b. 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 travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max}=8,85\text{kNm}$

$M_{au}^{max}=5,53\text{kNm}$

$T_u^{max}=16,68\text{kN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max}=6,40\text{ kNm}$

$M_{aser}^{max}=4\text{ kNm}$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$;
 $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 90,61kNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

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 (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
8,85	0,022	Oui	0	0,028	18,6	344 ,13	1,089

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0 * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25 cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,13 cm^2 ; 0,3cm^2\} = 1,13 cm^2$$

Choix : 3T10 ($A_s=2,37 cm^2$).

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max}=13,62kNm < M_{tab}=90,61kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau.III.7: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
5,53	0,076	Oui	0	0,099	18,15	348	0,701

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25cm^2$$

$$A_s = 0,701 cm^2 > A_s^{min}=0,25cm^2$$

Choix : 1T10+1T12 ($A_s=1,92 \text{ cm}^2$).

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=16,68\text{kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,073\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

a. Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales :

➤ **Appui de rive :**

- **Vérification de la compression du béton :**

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

Avec : $T_u = 14,29$ (appuis de rive).

$$\sigma_b = \frac{14,29 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,70\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,032 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{16,68 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,817 < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,71\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration étant peu préjudiciable, 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.

- 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 comprimée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

- Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s.d + A'_s.c') = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$ (travée) ; $b_0=12cm$ (appuis) ; $c=c'=2cm$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

c.2. Vérification à l'E.L. S :

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.2.1. 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 comprimée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau.III. 8 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	6,40	2,36	3,32	9812,680	2,17	Vérifiée
Appuis	4	1,57	2,76	6835,5827	1,62	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=4,75\text{m}$; $M_{\text{tser}}=9,27\text{kNm}$; $A_s=2,37\text{cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors :

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,0442 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,0442 < 0,16 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,95 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

- **Position de l'axe neutre "y₁" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s} = 7,20 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau. III 9 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6,40	2,37	8,01	0,0104	166,44	4,49	1,79	0,672	23277,65	15314,24	13922,04

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \left(f_{c28} \right)^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,275 \text{ cm} \quad (L = 4,75 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,90 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,627 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

✓ « RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 6\text{mm}$ on prend $\varnothing_t = 8\text{mm}$

Donc :

- Selon le (RPA 99 version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

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

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

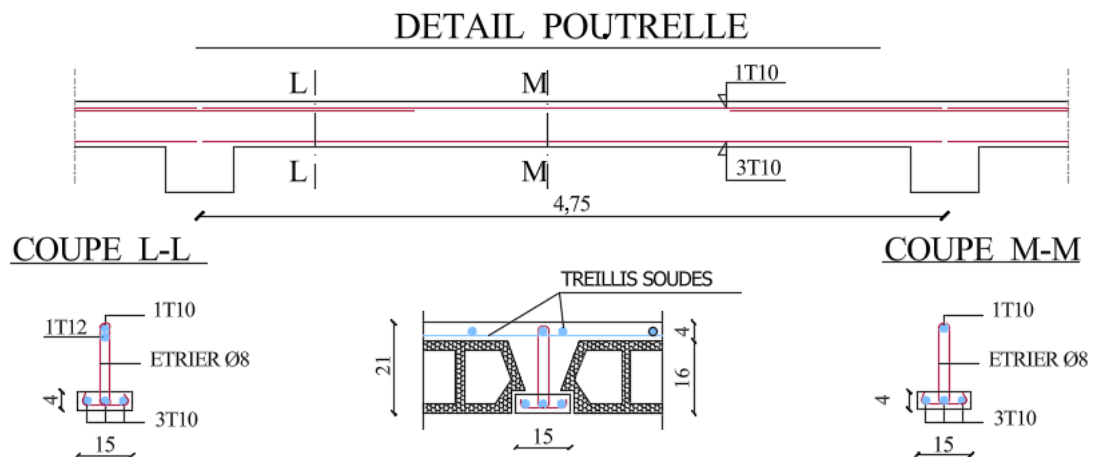


Figure III. 1: Ferrailage de poutrelle sur travée et appui .

III.4 : Porte à faux**III.4.1 . Introduction :**

Afin de faciliter le passage vers les appartements on utilise un porte-à-faux de 1.78 m en dalle pleine.

Porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine sur 3 appuie.

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.
- La force descendante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.4.2. L'Epaisseur de porte à faux :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{178}{10} = 17,8cm$$

On prend : e=20cm

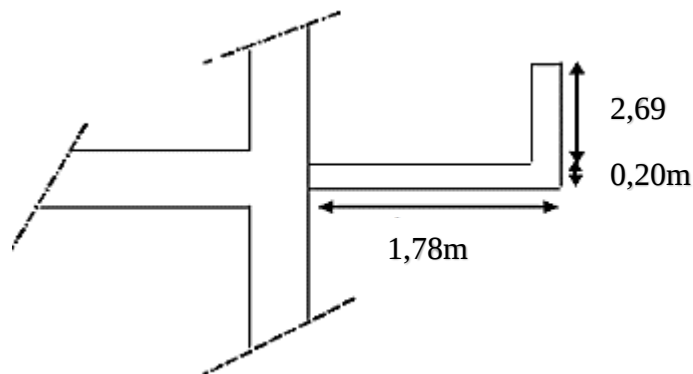


Figure. III 16 . Dimensions du porte à faux.

III.4.3 . Évaluation des charges :

$$G = 7,8 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- **La force descendante :**

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,5m de long et ceci, en zone sismique IIb et III (4.4.2 RPA99V2003).

$$F_v = 0,5 . A . W_p$$

A : coefficient sismique de la zone.

W_p : poids propre de l'élément en porte à faux.

D'où :

$$F_v = 0,5 \times 0,25 \times 33,065 = 4,133 \text{ KN}$$

Schéma statique :

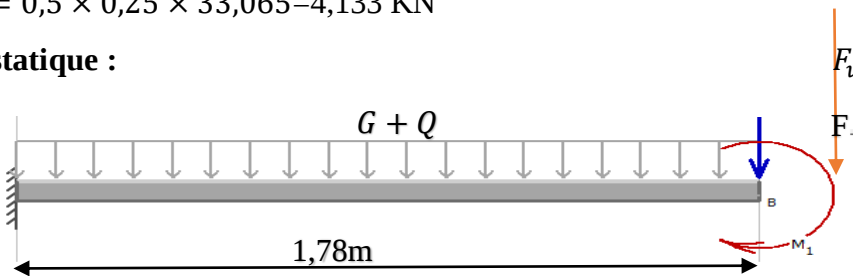


Figure III.17 Schéma statique de la porte à faux.

III.4.4 . Combinaison des charges

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,78 \text{ KN/m}^2$

$$F = 1,35 \quad F_v = 5,58$$

ELS : $q_s = G + Q = 11,3 \text{ KN/m}^2$

$$F = F_v = 4,133$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,48}{6,15} = 0,24 < 0,4 \Rightarrow \text{Donc la dalle pleine travaille dans un seul sens.}$$

III.4.5 . Calcul des moments :

- Dans les deux sens de portée : $M_x = \frac{Q_u \times L_x^2}{2} + F_v \times L$

$$M_x = \frac{15,78 \times 1,48^2}{2} + 5,58 \times 1,48 = 25,54 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,95 \times M_x = 24,26 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -12,77 \text{ KN.m}$$

III.4.6 . Ferrailage de la porte a faux :

$$B = 100 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}, F_e = 500 \text{ MPa}, F_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

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

$$A_{s_{\min}} = (0,23 \times \frac{2,4}{500}) \times (100 \times 18) = 1,98 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .III .10. : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	Mu (KN.m)	μ	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	As min (cm ²)	Choix	Aadps (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	25,54	0,044	0	0,006	17,96	3,10	1,98	6T12	6,79	15
	y-y	25,54	0,044	0	0,006	17,96	3,10	1,98	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	- 12,77	0,023	0	0,029	17,78	1, 65	1,98	4T12	3,14	25

Espacement :

Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 15cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.4.7. Vérifications condition de non fragilités :

$$A_{s_{\min}} = (0,23 * \frac{2,4}{500}) * (100 * 18) = 1,98 \text{ cm}^2.$$

III.4.8. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

$$\text{vérifiée : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \frac{0,15}{\gamma b} f_{c28} = 3MPa$$

$$T = qu \times l + f.l = 28,93KN$$

$$\tau_u = \frac{28,93.10^3}{1000 \times 180} = 0,16MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

III.4.9. Vérification à l'ELS :

$$M_X = \frac{11,3 \times 1,48^2}{2} + 4,133 \times 1,48 = 18,49 \text{ KN.m}$$

a. Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,95M_x = 17,56kNm \\ M_a = 0,5M_x = 9,24kNm \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	17,56	6,79	4,74	21370,26	4,20	18	OK
	y-y	17,56	5,65	4,74	18451,27	4,51		
Appuis	x-x y-y	9,24	3,14	4,30	15375,57	2,58	18	OK

c. Vérification de la flèche :

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

$$\left. \begin{aligned} 1 - \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{10M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,2 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ 0,2 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ 3,77 \cdot 10^{-3} < 8,4 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

. Schéma ferrailage de Port a faux :

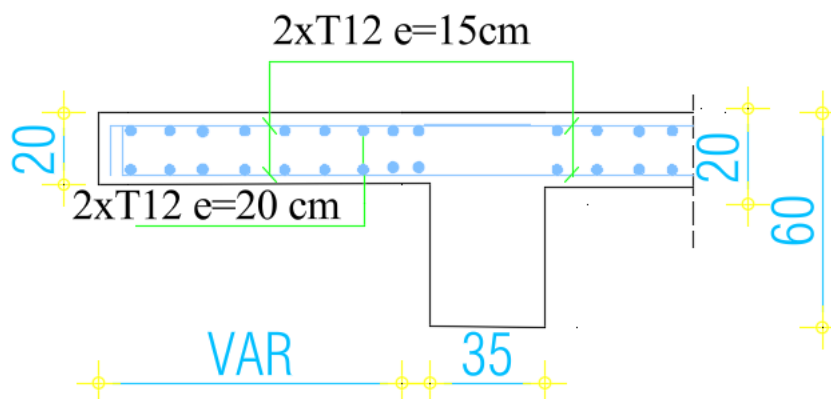


Figure III.18 : schéma de ferrailage de la porte à faux

III.5 . Les escaliers :**III.5.1 . Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

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 courte 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 d'un palier et une volée balancée :

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 : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

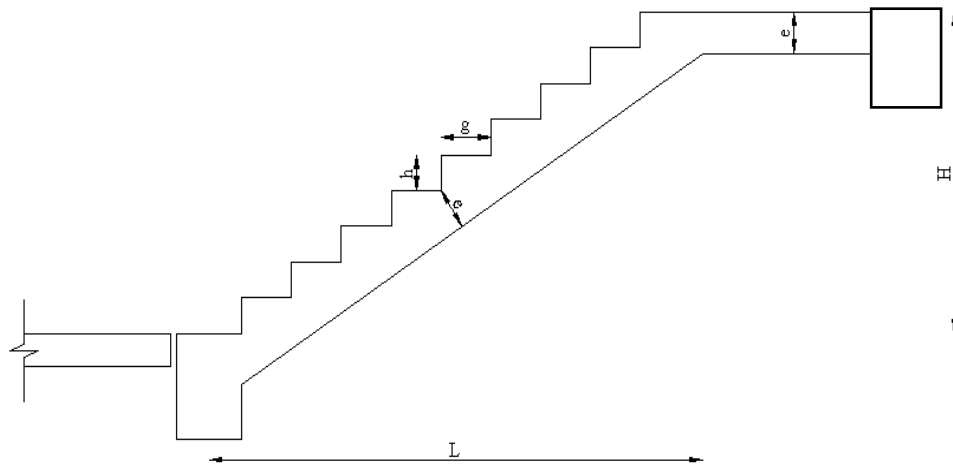


Figure III. 19 : Schéma d'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir Selon la formule de blonde : $2h+g=64$

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

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

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

Dans notre structure on a un escalier balancé.

On prend :

- le nombre de contre marches n=19
- le nombre des marchesn-1=18

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{3,24}{19} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,28m = 28cm$$

Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

Alors :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm} \\ 2h + g = 64 \text{ cm} \\ H = h \cdot n \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

$$L = (n-1)g \Rightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 28 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

1^{er} Paillasse :

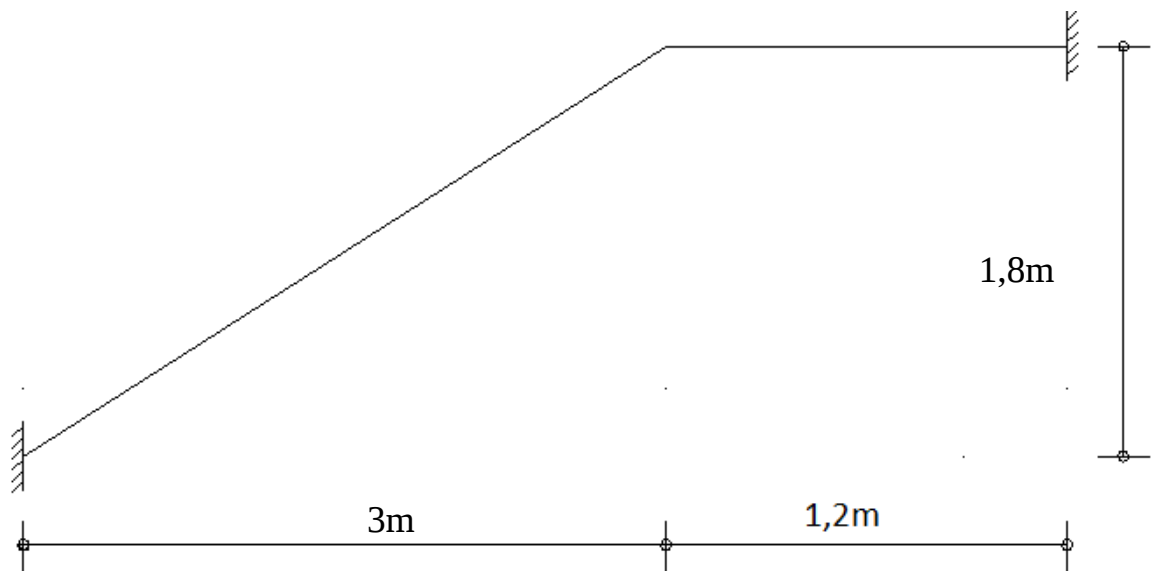


Figure. III.20 : Dimensions de l'escalier.

a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 13,63 \leq e \leq 20,45 \text{ cm}$$

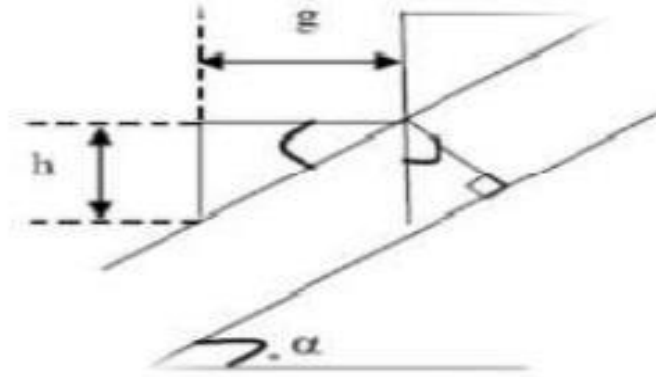
Avec :

$$L = 2,89 + 1,2 = 4,09 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur = 20 cm

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,8}{3} = 0,60 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

III.5.4 . Evaluation des charges :**a. Palier :****a. 1. Charges permanentes :****Tableau III 11 : Palier**

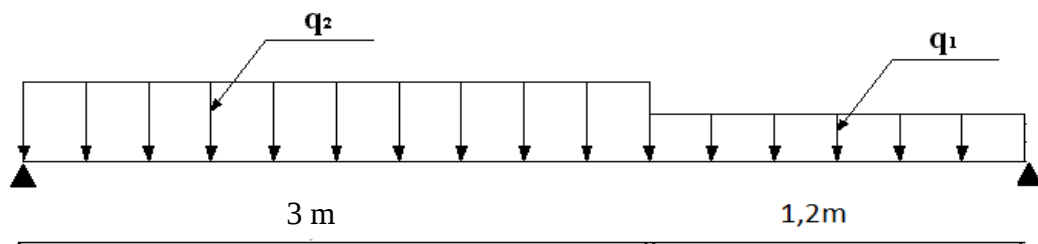
Matière	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	25	0.50
Mortier de pose	2	20	0,40
Couche de sable	3	18	0,54
Dalle en BA	20	25	5
Enduit en ciment	2	18	0.4
Charge permanente G			6,80 KN/m ²
Charge d'exploitation Q			2,5 KN/m ²

a. Paillasse :

Tableau III.12 : Paillasse

N°	Composants	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)
1	Revêtement de Carrelage	25	0,02	0,5
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Marche	25	0,17	$\frac{25 \times 0,20}{2}$
4	Paillasse	25	0,20	$\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 30,96} \right) = 7$
5	Enduit en ciment	20	0,18	0,36
6	Garde-corps			1
	Charge d'exploitation Q			$G = 11,81 \text{ KN}/\text{m}^2$
N°	Charge d'exploitation Q			$Q = 2,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

III.5.5 . Schéma statique :



• Combinaison des charges :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

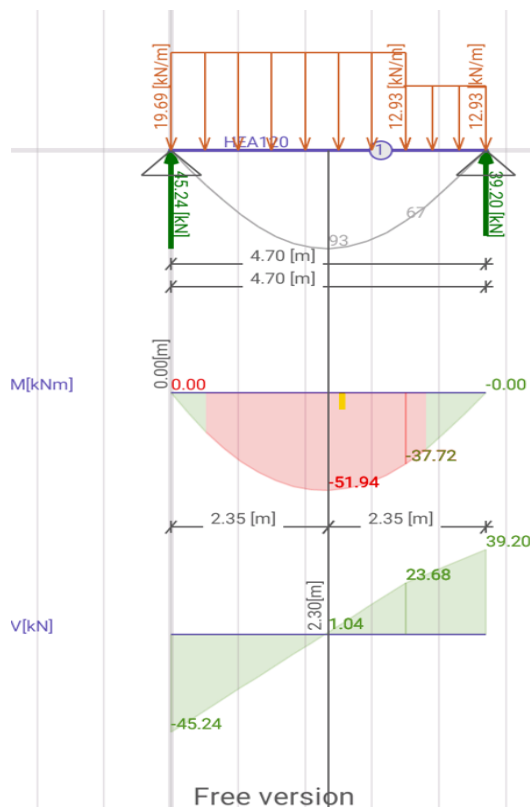
Tableau III.13 : Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	12,93	19,69
ELS	9,30	14,31

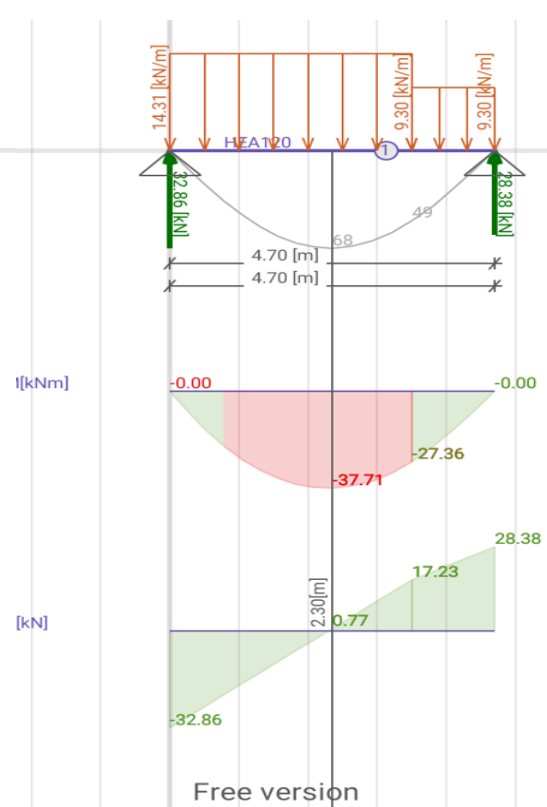
Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à ELU et ELS ;

a été faite en utilisant logiciel **Beam Design** .

ELU :



ELS :



III.5.6 Ferrailage d'escalier :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=18cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{bc} = 17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18$$

$$; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Notre escalier est semi-encasté à deux extrémités

$$M_u^{\max} = 51,94 \text{ kNm} \quad \text{et} \quad T_u^{\max} = 45,24 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_u^{\max} = 44,15 \text{ kNm}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u^{\max} = 25,97 \text{ kNm}$$

Tableau III 14: Ferrailage de l'escalier

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	44,15	0,08	Oui	0	0,105	17,2	5,88	7T12	7,92
Appuis	25,97	0,047	Oui	0	0,06	17,5	3,40	5T12	5,65

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{7} = 15 \text{ cm}$

On prend : $esp = 15 \text{ cm}$

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3,96 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de 7T10 = 5,5 cm² avec $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,85 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de 7T10 = 5,5 cm² avec $S_t = 15 \text{ cm}$

III.5.7. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,92 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Sur appui : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 4MPa \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{45,24 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,25MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 45,24 \cdot 10^3 - \frac{25,97 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} = -115,07KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,251MPa < 0,05 f_{c28} = 1,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'E.L. S :

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

c. 1. Vérification des contraintes du béton :

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

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$M_{ser}^{max} = 37,71\text{kNm} \text{ et } T_{ser}^{max} = 32,86 \text{ KN}$$

$$M_{t\ ser} = 0,85 M_{ser}^{max} = 32,05\text{kNm}$$

$$M_{a\ ser} = 0,5 M_{ser}^{max} = 18,86\text{kNm}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.15 : Vérification à l'E.L. S

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	32,05	7,92	5,45	24197,2	7,25	Vérifiée
Appui	18,86	5,65	5,05	25004,3	3,81	Vérifiée

c. 2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{455} = 0,044 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0044 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0625 \geq \frac{1}{10} = 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictifs.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 34179,55 \text{ MPa} ; E_v = 11496,76 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.16 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
32,05	7,92	0,0044	224,81	5,45	3,63	0,33	52993,44	23613,44	33382,72

Donc :

$$\begin{cases} f_i = 0,49 \text{ cm} \\ f_v = 1,04 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,55 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{455}{500} = 0,91 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,6 \text{ cm} < \bar{f} = 0,91 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

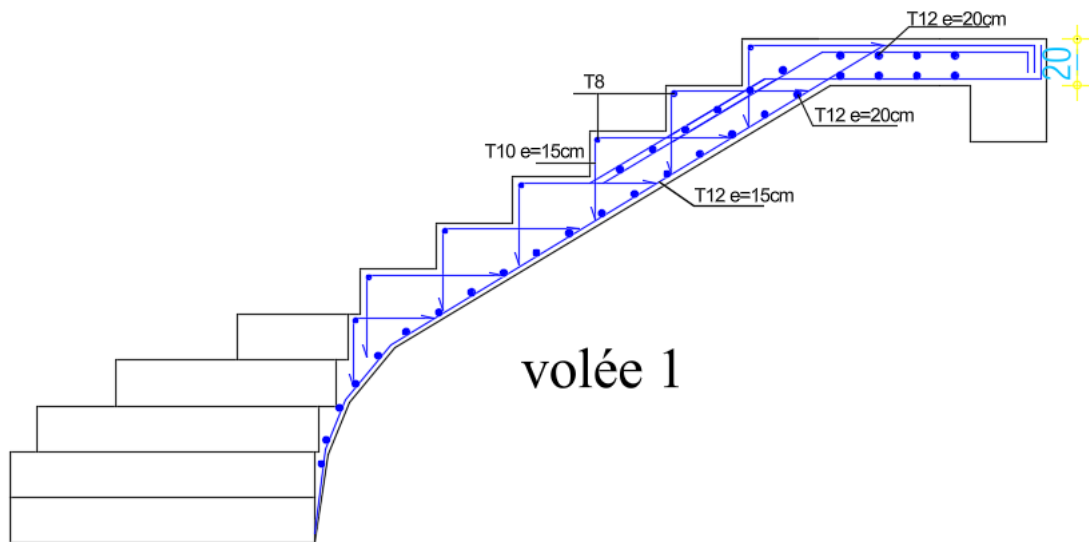


Figure. III.21 : Ferrailage de l'escalier

2^{ème} escalier :

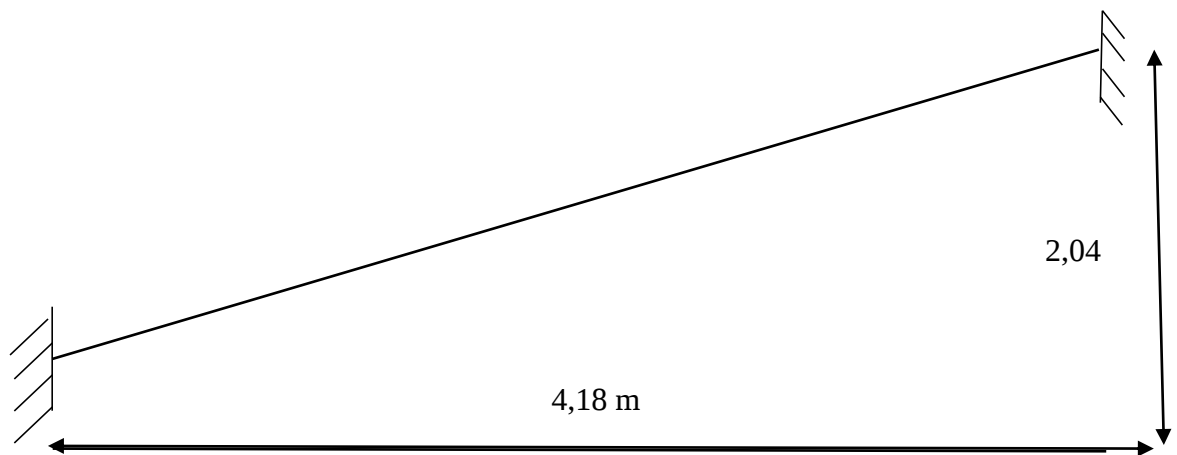


Figure. III 22 : Dimensions de l'escalier.

On fait les calculs pour un escalier de RDC +2 SS d'une volée balancée

a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 15,5 \leq e \leq 23,25 \text{ cm}$$

Avec : $L = \sqrt{4,18^2 + 2,04^2} = 4,65$

On prend donc l'épaisseur $e = 20$ cm

N.B : Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{418} = 0,708 \Rightarrow \alpha = 26,01^\circ$$

III.5.8. Évaluation des charges :

b. Palier :

Tableau .III .17 : Palier

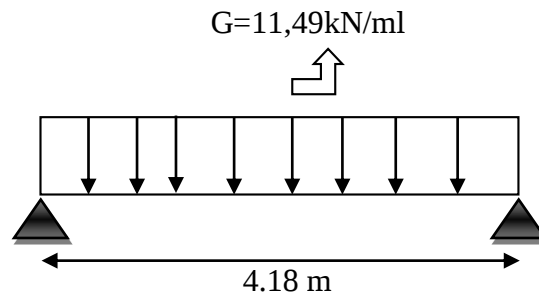
Matière	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	25	0.50
Mortier de pose	2	20	0,40
Couche de sable	3	18	0,54
Dalle en BA	20	25	5
Enduit en ciment	2	18	0.4
Charge permanente G			6,80 KN/m²
Charge d'exploitation Q			2,5 KN/m²

b. Paillasse :

Tableau III.18: Paillasse

N°	Composants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)
1	Revêtement de Carrelage	25	0,02	0,5
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Marche	25	0,17	$\frac{25 \times 0,20}{2} = 2,55$
4	Paillasse	25	0,20	$\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 26,01} \right) = 6,68$
5	Enduit en ciment	20	0,18	0,36
6	Garde-corps			1
	Charge d'exploitation Q			G= 11,81 KN/m²
N°	Charge d'exploitation Q			Q = 2,5 KN/m²

III.5.9 . Schéma statique :



III.5.10 . Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

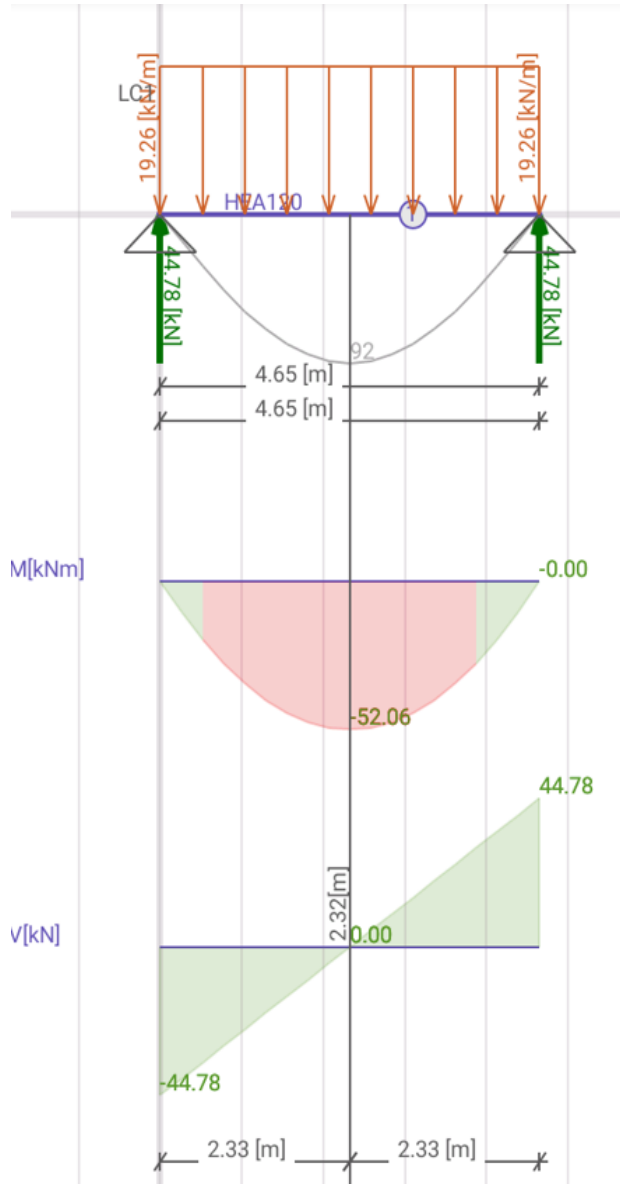
Tableau III 19 : Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)
ELU	19,26
ELS	13,99

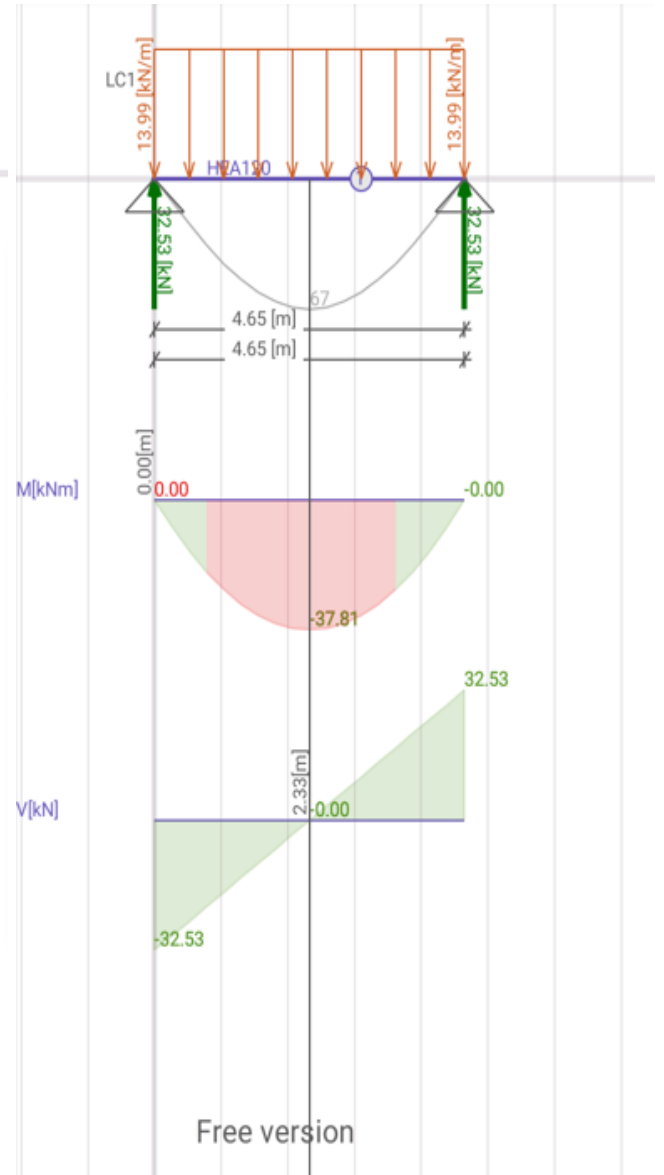
III.5.11 .Diagramme des efforts internes :

- Moment fléchissant :

E.L.U



ELS



Notre escalier est semi-encasté à deux extrémités

$$M_u^{\max} = 52,056 \text{ kNm} \quad \text{et} \quad T_u^{\max} = 44,78 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_u^{\max} = 44,25 \text{ kNm}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u^{\max} = 26,03 \text{ kNm}$$

III.5.12 . Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=18cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 30MPa ; f_{bc} = 17MPa ; f_{t28} = 2,4MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500MPa$$

Tableau III.20 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	52,056	0,095	Oui	0	0,124	17,1	7	7T14	10,78
Appuis	26,03	0,047	Oui	0	0,061	17,5	3,409	7T12	7,92

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{7} = 15cm$

On prend : esp=15cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{7} = 15cm$

On prend : esp=15cm

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,70cm^2 / ml \leq A_r \leq 5,39cm^2 / ml$

Le choix est de 7T10=5,5cm² avec S_t=15cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,96cm^2 / ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=15cm

III.5.13 . Vérifications

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99cm^2$$

En travée : $A_s = 10,78cm^2 > A_s^{\min} = 1,99cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 7,92cm^2 > A_s^{\min} = 1,99cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 4MPa \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{32,52 \times 10^3}{1000 \times 18} = 0,25MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 44,05610^3 - \frac{52,05 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} = 115,90KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,25MPa < 0,05 f_{c28} = 1,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Vérification à l'E.L. S :

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

c. 1. Vérification des contraintes du béton :**- Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=16,20\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$M_{ser}^{\max} = 21,54\text{kNm} \quad \text{et} \quad T_{ser}^{\max} = 20,13 \text{ KN}$$

$$M_{t\ ser} = 0,85 M_{ser}^{\max} = 18,31\text{kNm}$$

$$M_{a\ ser} = 0,5 M_{ser}^{\max} = 10,77\text{kNm}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.21 : Vérification à l'E.L. S

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	32,14	10,78	6,18	30459,126	7,14	Vérifiée
Appui	18,91	7,92	5,45	24107,2	3,80	Vérifiée

c. 2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{455} = 0,0439 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{10,78}{100 \times 180} = 0,00598 \leq 0,084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0439 \geq 0,17 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} .$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 34179,557 \text{ MPa} ; E_v = 11393,185 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\begin{cases} f_i = 0,608 \text{ cm} \\ f_v = 1,307 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,699 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{440}{500} = 0,930 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,699 \text{ cm} < \bar{f} = 0,93 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

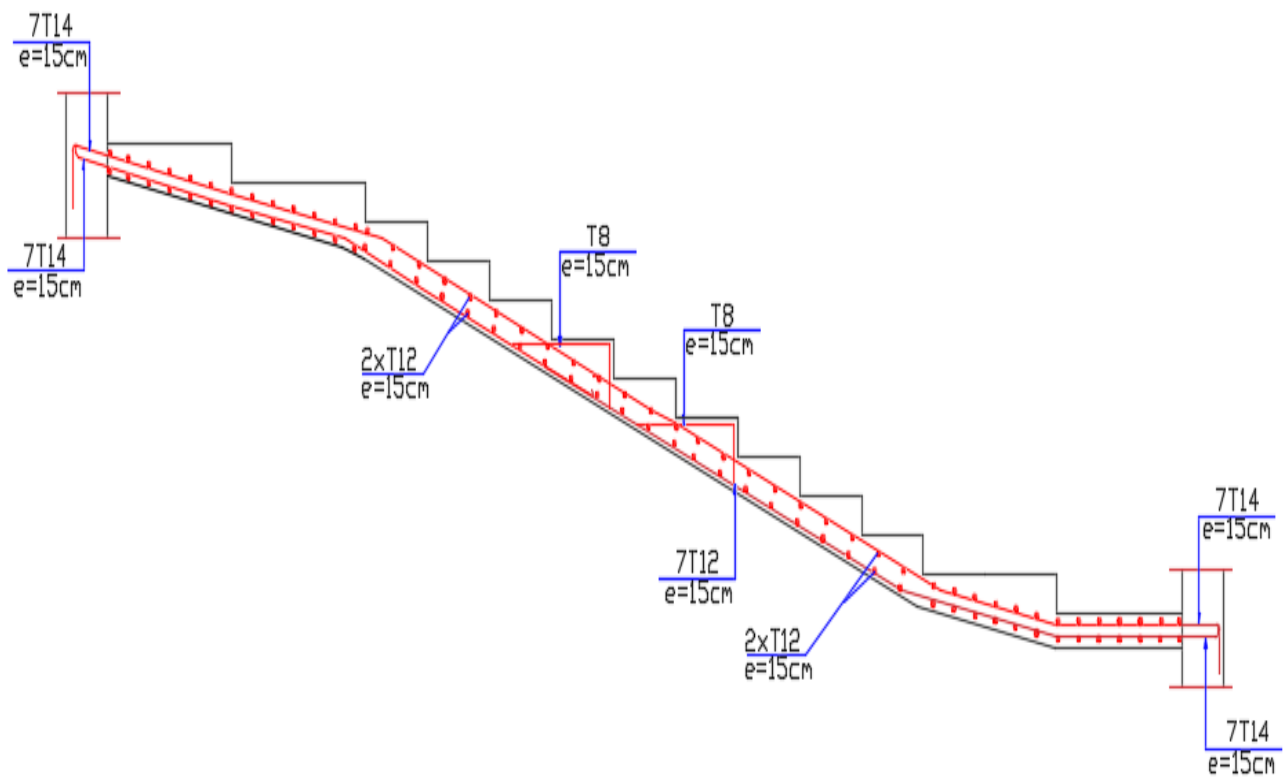


Figure. III.23 : Ferrailage de l'escalier

CHAPITRE IV

Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction

Le séisme est un évènement naturel, dont on ne peut stopper sa récurrence. Ses effets sur l'environnement dépendent de sa sévérité, des conditions de sol et de la vulnérabilité des éléments exposés. Les effets engendrés sur l'environnement sont parfois désastreux, il est responsable de la destruction de villes entières, causant la mort de milliers de personnes et de pertes économiques parfois insurmontables par le pays touché.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains.

D'où vient l'intérêt de l'étude dynamique et sismique permet la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est Pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99 / Version2003 de façon à fournir un degré de protection acceptable.

IV.2 Étude dynamique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Etapes de l'analyse dynamique :

Les principales étapes d'un calcul dynamique sont :

- La définition de la charge dynamique.
- L'idéalisation de la structure :
 - La définition des DDL importants.
 - La définition des propriétés de la structure (masse, rigidité, amortissement, limite élastique, etc.).
 - La définition des propriétés des sols.
- Le calcul dynamique.
- L'appréciation et la compréhension du comportement dynamique et l'analyse des résultats.
- La combinaison des contraintes dynamique avec les autres charges (statiques) pour obtenir les valeurs maximales.
- La conception (ou vérification) de la structure.

IV.4 Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure à savoir les fréquences propres, les modes propres,...etc. A partir de ces caractéristiques, on peut se prononcer sur le type de la structure (rigide, souple

IV.5 Modélisation :**IV.5.1 Modélisation de la structure :**

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

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. .

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus

Correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant.

Depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS.

Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ETABS Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques
- Etapes de modélisation

IV.5.2 Modélisation de rigidité :

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

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

IV.5.3 Modélisation de la masse

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/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 (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.5.4 Etude sismiques

L'étude sismique de la structure consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure.

IV.6 Choix de la méthode de calcul :

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

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul va dépendre des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas le choix nous a envoyé vers la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.6.1. 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)**, le 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (4.3 .4)$$

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**.

- **Q : facteur de qualité**

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".
Sa valeur est donné par le (**tableau 4.4**) (**RPA 99/version 2003**).

Tableau IV. 1 : Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

Critère Q	valeurs des pénalités P_q			
	P_q		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1.Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0	0

$$Q_{xx}=1+(0+0+0+0+0.05+0) = \mathbf{1.05}$$

$$Q_{yy}=1+(0+0+0+0+0.05+0) = \mathbf{1.05}$$

- **Facteur de correction d'amortissement « η » donné par a formule :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad (\text{RPA99 v 2003}) \quad (4.3)$$

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 : $\xi = 10 \%$

Donc : $\eta = 0,76$.

- **Période T1 et T2 du site considéré : (Tableau 4.7). (RPA99 v 2003)**

$$T_1 = 0,15 \text{ s.}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s.}$$

- **Analyse spectrale**

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4.13) \text{ (RPA99 v 2003)}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

IV.7 . Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par les (**RPA99 version 2003**) (article 4 .3.6) est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V_t" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t < 0,8V, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Article 4.2.3 RPA99 v2003})$$

Avec

- **A : coefficient d'accélération de zone.**

$$\left. \begin{array}{l} \text{* groupe d'usage : 2} \\ \text{* zone sismique : III} \end{array} \right\} \longrightarrow A=0.25$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). (le article 4 .2)

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7**

$$\begin{array}{l} \text{Catégorie } S_3 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{site meuble} \\ T_1 = 0.15\text{sec} \\ T_2 = 0.50\text{sec} \end{array} \right. \\ \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \\ \text{avec } \xi = 10\% \rightarrow \eta = 0,764 \end{array}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

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

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

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} , T_{x,y} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \right) (\text{article 4.2.4 RPA99 v2003})$$

$$C_T = 0,05 \quad (\text{Tableau 4.6. RPA99})$$

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

$$h_N = 35,64\text{m}$$

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

$$\begin{cases} \Rightarrow D_X = 19,59\text{m} \\ \Rightarrow D_Y = 24,85\text{m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(35,64)^{3/4} = 0.729\text{s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{35,64}{\sqrt{19,95}} = 0,725\text{sec}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{35,64}{\sqrt{24,85}} = 0,643\text{sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0.725; 0.729) = 0.725\text{sec.}$; 1,3 $T_x = 0,943 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0.729; 0.643) = 0.643\text{sec.}$; 1,3 $T_y = 0,836 \text{ sec}$

Le choix de la période fondamentale a été fait en accord avec les résultats du travail RPA

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

• Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisées par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 des **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

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

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

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

Δ_K^y : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y

Tableau IV. 2 : Récapitulatif des valeurs trouvées

Paramètres	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 2	0,25
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	Voiles ou murs	10%
Facteur de correction d'amortissement	H	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	0,764
Catégorie de sol	T_1	Site meuble	0,15
	T_2		0,50
Choix de la période fondamentale	$1,3T_x$	$C_T \cdot h_N^{3/4}$	0,948
	$1,3T_y$	$0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$	0,854
Facteur de qualité	Q_x	$1 + \sum_{q=1}^6 P_q$	1,05
	Q_y		1,05
Coefficient de comportement de la structure	R	portiques	5

IV.8 . Résultats De L'analyse Dynamique

D'après les données obtenues lors du pré dimensionnement de la structure nous modélisons la structure avec **ETABS v18** et nous obtenons plusieurs modèles :

IV.9 .Model initiale :

Modèle contreventé sans voiles avec des poteaux (55× 55)*cm*² au RDC

- Représentation graphique du spectre de réponse :

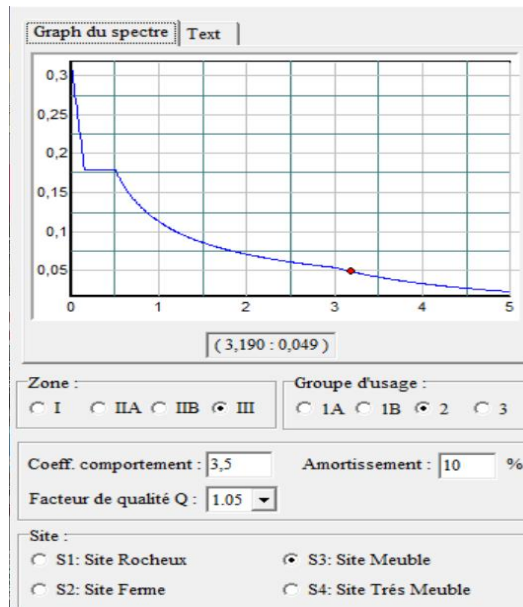


Figure IV. 1 : Spectre de réponse application RPA

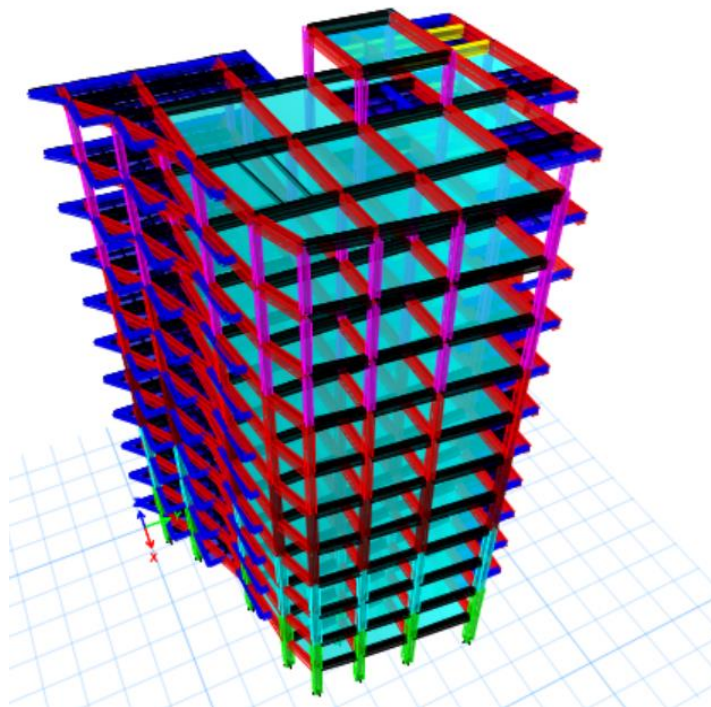


Figure IV. 2 : Vue 3D model initial sans voiles

Tableau IV. 3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,396	0,0275	0,6702	0,0275	0,6702
Modal	2	1,312	0,6538	0,0107	0,6812	0,6809
Modal	3	1,183	0,0435	0,0584	0,7247	0,7393
Modal	4	0,505	0,0047	0,1212	0,7294	0,8605
Modal	5	0,477	0,1212	0,0018	0,8506	0,8623
Modal	6	0,434	0,0158	0,0071	0,8665	0,8694
Modal	7	0,291	0,0015	0,0451	0,8679	0,9145
Modal	8	0,276	0,0414	0,0005	0,9093	0,915
Modal	9	0,251	0,0076	0,0021	0,9169	0,917
Modal	10	0,203	0,0006	0,0226	0,9175	0,9396
Modal	11	0,193	0,0205	0,0002	0,938	0,9398
Modal	12	0,176	0,003	0,001	0,941	0,9408

• Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 1,394s** ;

- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation .
- Le taux de participation massique atteint les 90% au **8^{ème} mode**

Vérification de la période :

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$). Tel que T_e : période empirique de la structure :

-La formule empirique à utiliser selon les cas est : $T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 \cdot h_n / \sqrt{D}]$

h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA ; pour portique autostables avec remplissage en maçonnerie :

$C_T=0.05$

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

➔ on a $T_N = 1,396s$

➔ $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(35,64)^{3/4} = 0.729s$, dans les deux directions.

- Suivant la direction (x – x) $T_x = 0,09 \frac{35,64}{\sqrt{19,95}} = 0,725 \text{sec}$
- Suivant la direction (y – y) $T_y = 0,09 \frac{35,64}{\sqrt{24,85}} = 0,643 \text{sec}$

$T_e = \min(0,729 ; 0,725 ; 0,643) = 0,643 \text{ s}$

$1,3T_e = 0,643 \text{ s} < T_N = 1,396 \text{ s}$ La période n'est pas vérifiée

- **Conclusion :**

Il est important d'introduire des voiles pour justifier la rigidité de la structure et pour éviter la torsion dans le 1^{er} mode.

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie, plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

Une période fondamentale proche de la limite imposée par le **RPA99 version 2003**.

Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.

Participation massique elle doit dépasser les 90 dans les deux sens.

Des déplacements inter-étages ils doivent être $\leq 0.01h_e$.

Effort tranchant à la base.

IV.10 .Model 2 de la modélisation (avec voiles) et sans résultat

IV.10.1 Spectre de réponse

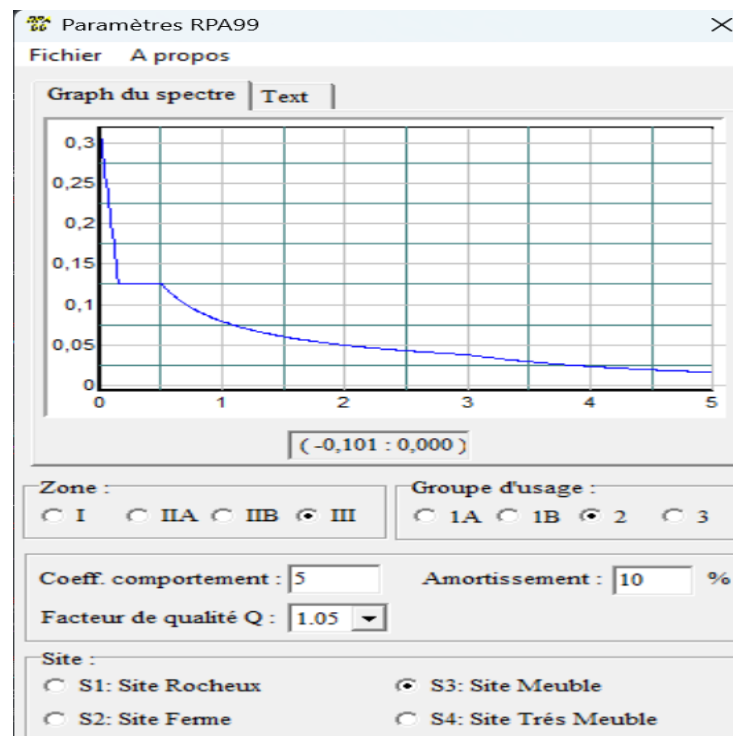


Figure IV. 3 : Spectre de réponse application RPA.

IV.10.2 Model 2 la modélisation (avec voiles)

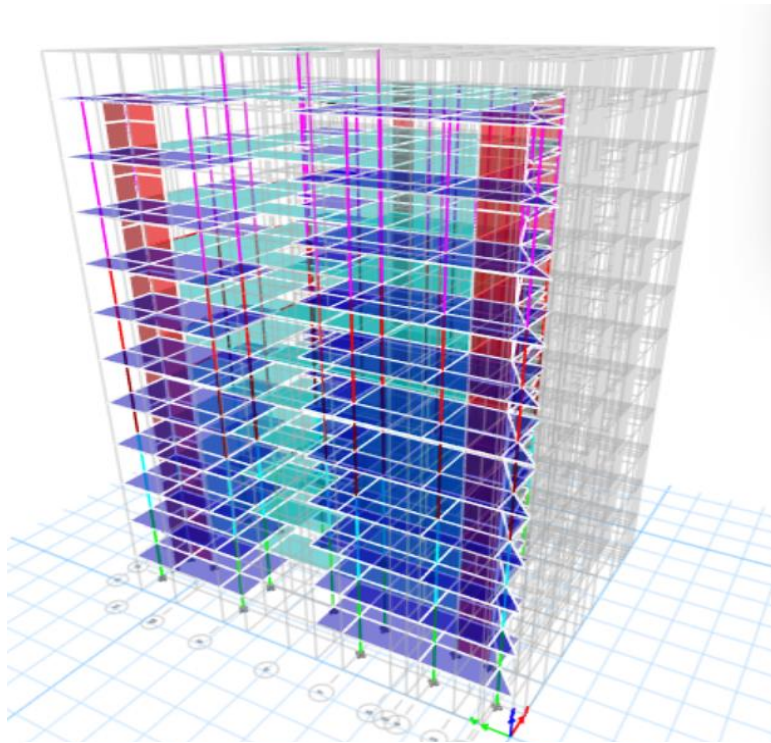


Figure IV.4 : vue 3D model 2 avec voiles.

Disposition des voiles de contreventements

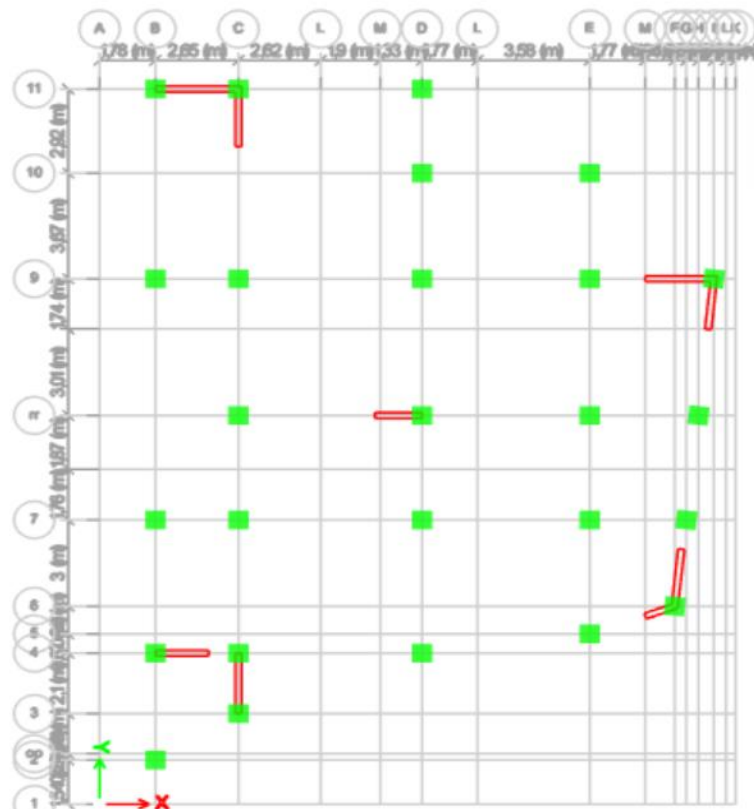


Figure IV.5 :vue sur Disposition des voiles de contreventements.

Tableau IV. 4 : Période et facteurs de participation massique du model 1

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,164	0,0146	0,6469	0,0146	0,6469
Modal	2	1,049	0,6064	0,0018	0,621	0,6488
Modal	3	0,914	0,0684	0,0549	0,6894	0,7037
Modal	4	0,359	0,009	0,1349	0,6983	0,8386
Modal	5	0,318	0,1264	0,0052	0,8248	0,8438
Modal	6	0,259	0,0274	0,0081	0,8522	0,8519
Modal	7	0,176	0,0043	0,0537	0,8565	0,9056
Modal	8	0,157	0,0454	0,0017	0,9019	0,9073
Modal	9	0,127	0	0,0055	0,9019	0,9127
Modal	10	0,125	0,0018	0,0021	0,9037	0,9149

• Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 1,164 s** ;

- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.
- Le taux de participation massique atteint les 90% au **8^{ème} mode**

IV.10.3 . Les vérifications de la structure

IV.10.3.1. Vérification modale

a. Nombre des modes à considérer : on 8 modes à considérer.

b. Vérification de la période :

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$). Tel que T_e : période empirique de la structure :

-La formule empirique à utiliser selon les cas est : $T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 * h_n / \sqrt{D}]$

h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA : $C_T = 0.05$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;

• Résultats des forces sismiques

- Sens X-X : $T_{Analytique} = 1,049 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,725 = 0,943 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T_{Empirique} = 0,943 \text{ Sec}$.

- Sens Y-Y : $T_{Analytique} = 1,164 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,643 = 0,836 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T_{Empirique} = 0,836 \text{ Sec}$.

Calcul de D :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.50}{0.943}\right)^{2/3} = 1,251 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.50}{0.836}\right)^{2/3} = 1,356 \end{cases}$$

IV.10.3.2 Vérification de l'effort tranchant à la base : Art4.3.6 RPA v 2003

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

D'après Etabs on obtient :

$$\begin{cases} W = 41574,805 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 2405,4914 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 2347,5023 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 1,251 \times 1,05 \times 41574,805}{5} = 2730,529 \text{ KN} \\ \implies 0,8 V_{stq.}^x = 2184,423 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,356 \times 1,05 \times 41574,805}{5} = 2959,710 \text{ KN} \\ \implies 0,8 V_{stq.}^y = 2367,768 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut que $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV. 5 : Vérification de la résultante de forces sismique

	V dynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	2405,4914	2184,423	Vérifiée
Sens y-y	2347,5023	2367,768	Vérifiée

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,908 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,01 \right.$

sens YY pour EY il faut augmenter tous les paramètres de la réponse

- Après l'augmentation de la repense on trouve les résultats suivants :

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	2405,4914	2184,423	Vérifiée
Sens y-y	2368,769	2367,768	Vérifiée

$V_{xETABS} = 2405,4914 \text{ KN} > 0.8V_x = 2184,423 \text{ KN}$ **Vérifiée**

$V_{yETABS} = 2368,769 \text{ KN} > 0.8V_y = 2367,768 \text{ KN}$ **Vérifiée**

IV.10.3.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de Compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \text{ (article 7.1.3.3 RPA99 v2003)}$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton $N_d : G+Q \pm E$.
- B_c : Section du poteau
- f_{cj} : Résistance caractéristique du béton a 28 jouer = **(30 MPA)**

Tableau IV. 6 : Vérification du critère de l'effort normal réduit

Niveau	S _{spoteaux corrigé}	N _d (N)	ν	ν_{RPA}	Observations
10 ^{ème}	35×35	357015,4	0,097147	0,3	Vérifiée
9 ^{ème}	35×35	510295,1	0,1388558	0,3	Vérifiée
8 ^{ème}	35×35	680599,5	0,1851971	0,3	Vérifiée
7 ^{ème}	40×40	856881,2	0,1785169	0,3	Vérifiée
6 ^{ème}	40×40	1038525,4	0,2163595	0,3	Vérifiée
5 ^{ème}	45×45	1229778,9	0,2024327	0,3	Vérifiée
4 ^{ème}	45×45	1462098,2	0,2406746	0,3	Vérifiée
3 ^{ème}	50×50	1723388,5	0,2297851	0,3	Vérifiée
2 ^{ème}	50×50	1989539,7	0,265272	0,3	Vérifiée
1 ^{er}	55×55	2259478,2	0,2489783	0,3	Vérifiée
RDC	55×55	2517476,7	0,2774079	0,3	Vérifiée

✓ **Remarque :**

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée

IV.10.3.4 Choix de système de contreventement “ système 2, 4a et 4b ”

Dans le cas de système de contreventement avec voile, RPA99/Version2003 donne trois choix de système de contreventement (système 2, 4a et 4b).

Le premier critère qui différencie le système 2 au système 4a et 4b est la portance des voiles par rapport à la charge verticale totale de la structure.

- Si $N_{voiles} / N_{totale} > 20\%$, implique système 2.
- Si $N_{voiles} / N_{totale} < 20\%$, implique système 4b ou 4a.

La différence entre le système 4a et 4b est que le système 4b est limité à une hauteur inférieure à 10 niveaux ou 33m, d'après paragraphe (2.2 classification entre système de contreventement 2, 4a et 4b) qui cite : “ les RPA ne donnent pas un critère de choix explicite. Il serait judicieux, de considérer un système 4b pour les bâtiments de hauteur de moins de 10 niveaux (ou 33m) et dont les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales ”, la figure (5.2) (figure 2 du paragraphe 2.2 classification entre systèmes de contreventement 2, 4a et 4b) qui représente un organigramme proposé pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b.

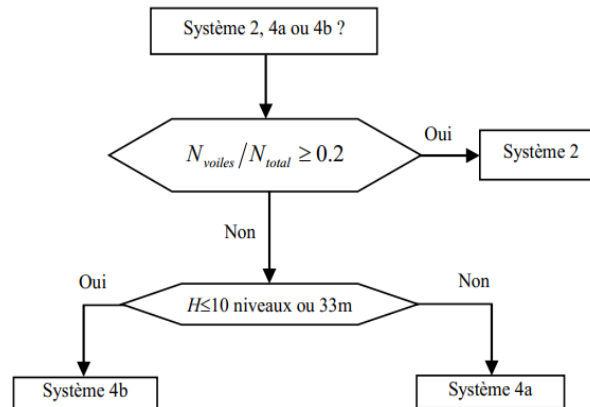


Figure IV. 6 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)

IV.10.3.5 Vérification de déplacement inter étage : Art 3.43 RPA99 v 2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Tableau IV. 7 : Vérification des déplacements inter étages du mode initial

Niveaux	Z (m)	δx_{ek} (mm)	δy_{ek} (mm)	δx_k (mm)	δy_k (mm)	Δx_k (mm)	Δy_k (mm)	Δ (mm)	Observation	
									x-x	y-y
10 ème	3,24	47,981	47,54	239,905	237,7	21,575	20,745	32,4	Vérifiée	Vérifiée
9 ème	3,24	43,666	43,391	218,33	216,955	23,51	22,685	32,4	Vérifiée	Vérifiée
8 ème	3,24	38,964	38,854	194,82	194,27	25,36	24,67	32,4	Vérifiée	Vérifiée
7 ème	3,24	33,892	33,92	169,46	169,6	26,065	25,695	32,4	Vérifiée	Vérifiée
6 ème	3,24	28,679	28,781	143,395	143,905	26,53	26,465	32,4	Vérifiée	Vérifiée
5 ème	3,24	23,373	23,488	116,865	117,44	25,81	26,085	32,4	Vérifiée	Vérifiée
4 ème	3,24	18,211	18,271	91,055	91,355	24,955	25,385	32,4	Vérifiée	Vérifiée
3 ème	3,24	13,22	13,194	66,1	65,97	22,815	23,285	32,4	Vérifiée	Vérifiée
2 ème	3,24	8,657	8,537	43,285	42,685	20,18	20,31	32,4	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er}	3,24	4,621	4,475	23,105	22,375	15,49	15,175	32,4	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3,24	1,523	1,44	7,615	7,2	7,615	7,2	32,4	Vérifiée	Vérifiée

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés

IV.10.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet p-delta-(les effets du second ordre):

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

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

Avec :

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

K :

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

h_K : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau IV. 8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

Niv	P [KN]	V_y [KN]	V_x [KN]	Δe_y [mm]	Δe_x [mm]	h [m]	Θ_y	Θ_x	Observe
10 ème	4687,8324	574,1366	541,4181	20,745	20,08	3,24	0,052278759	0,052719	Vérifiée
9 ème	8868,1706	929,025	911,2058	22,685	22,125	3,24	0,066834455	0,065227	Vérifiée
8 ème	13014,0805	1214,140	1204,124	24,67	24,045	3,24	0,081614742	0,078688	Vérifiée
7 ème	17277,1193	1447,690	1447,390	25,695	24,94	3,24	0,09464533	0,090134	Vérifiée
6 ème	21540,1581	1647,838	1657,535	26,465	25,545	3,24	0,106772942	0,100503	Non Vérifiée
5 ème	25898,533	1828,015	1841,813	26,085	25,02	3,24	0,11406207	0,106517	Non Vérifiée
4 ème	30256,909	1996,435	2008,784	25,385	24,285	3,24	0,118741194	0,110750	Non Vérifiée
3 ème	34723,2571	2147,190	2153,831	23,285	22,295	3,24	0,11622008	0,108834	Non Vérifiée
2 ème	39189,6051	2267,883	2268,267	20,31	19,75	3,24	0,108321603	0,103328	Non Vérifiée
1 ^{er}	43769,2314	2354,719	2349,594	15,175	15,165	3,24	0,08705894	0,085553	Vérifiée
RDC	48341,0371	2414,666	2405,491	7,2	7,395	3,24	0,044488346	0,045009	Vérifiée

Puisque l'effet P-delta **n'a pas vérifié** avec des poteaux $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, on va garder la même disposition des voiles mais **on augmente la section des poteaux** .

IV.10.4 Model final :

Modèle contreventé par des voiles avec des poteaux (65× 65) cm^2 au RDC

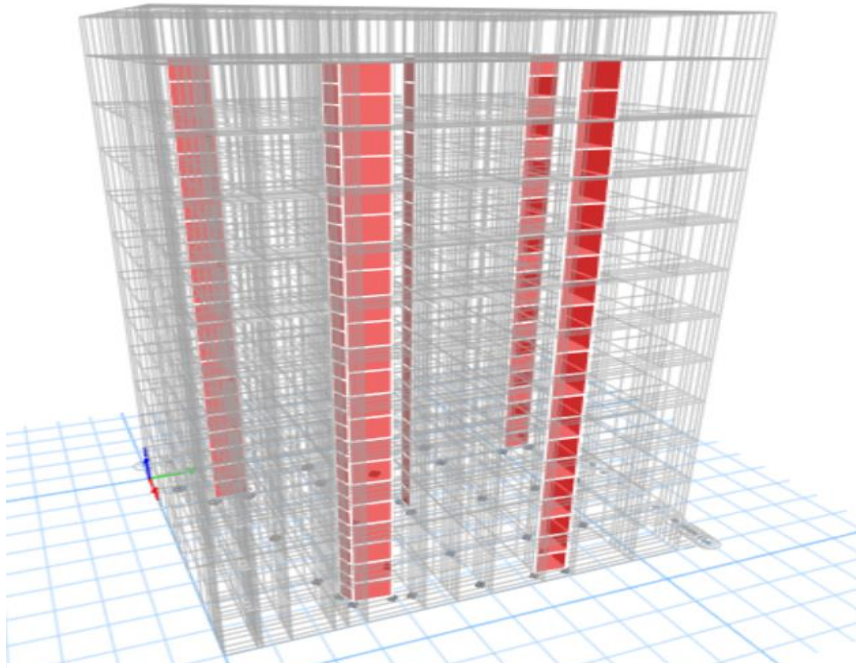


Figure IV. 7 : Vue 3D modèle 3 avec voiles model final.

Tableau IV. 9 : Période et facteurs de participation massique du model final

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,034	0,0193	0,6705	0,0193	0,6705
Modal	2	0,954	0,6422	0,0054	0,6615	0,6759
Modal	3	0,829	0,0493	0,0526	0,7108	0,7285
Modal	4	0,31	0,0064	0,1243	0,7172	0,8528
Modal	5	0,28	0,1233	0,0044	0,8405	0,8572
Modal	6	0,232	0,0233	0,005	0,8638	0,8622
Modal	7	0,154	0,0031	0,0514	0,8669	0,9137
Modal	8	0,139	0,0428	0,0017	0,9096	0,9154
Modal	9	0,109	0,0101	0,0023	0,9198	0,9176
Modal	10	0,096	0,0005	0,0224	0,9202	0,94
Modal	11	0,09	0,0218	0	0,942	0,94
Modal	12	0,083	4,522E-06	0,009	0,942	0,949

Pas de torsion au niveau du mode 1 et 2

Pourcentage des masses > 90% en X et en Y dans le Mode 8

- **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 1,034 s** ;

- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.
- Le taux de participation massique atteint les 90% au **8^{ème} mode**

IV.10.4.1 Résultantes des forces sismiques :

- **Sens X-X** : $T_{Analytique} = 0,954 \text{ Sec} < 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,725 = 0,943 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T_{Empirique} = 0,943 \text{ Sec}$.

- **Sens Y-Y** : $T_{Analytique} = 1,034 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,643 = 0,836 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T_{Empirique} = 0,836 \text{ Sec}$.

Calcul de D :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.50}{0.943}\right)^{2/3} = 1,251 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.50}{0.836}\right)^{2/3} = 1,356 \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant à la base**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

D'après Etabs on obtient :

$$\begin{cases} W = 45548,4135 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 2630,2342 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 2533,344 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 1,251 \times 1,05 \times 45548,4135}{5} = 2991,506 \text{ KN} \\ \implies 0,8 V_{stq.}^x = 2393,205 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,356 \times 1,05 \times 45548,4135}{5} = 3242,592 \text{ KN} \\ \implies 0,8V_{stq.}^y = 2594,073 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Il faut que $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante de forces sismique

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	2630,2342	2393,205	Vérifiée
Sens y-y	2533,344	2594,073	Vérifiée

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,909 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,02 \right.$

Sens YY pour EY il faut augmenter tous les paramètres de la réponse

- Après l'augmentation de la repense on trouve les résultats suivants :

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	2630,2342	2393,205	Vérifiée
Sens y-y	2615,5831	2594,073	Vérifiée

$$V_{xETABS} = 2630,2342 \text{ KN} > 0,8V_x = 2393,205 \text{ KN} \text{ **Vérifiée**}$$

$$V_{yETABS} = 2615,5831 \text{ KN} > 0,8V_y = 2594,073 \text{ KN} \text{ **Vérifiée**}$$

IV.10.4.2 Justification du choix du coefficient de comportement : RPA99 V 2003 Article (3.4)

Dans le système de contreventement de structure Mixte portiques/voiles avec interaction (Système 4.a) ainsi définie par le R.P.A.2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

- 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.

➤ Effort normal à ELS :

Tableau IV. 1: Justification de choix de R (ELS)

	Effort normal à la base ELS(KN)
Voiles	6372,1555
Portice	51164,2915

• Voile :

$$- V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifié.}$$

$$- V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{6372,155}{51164,2915} = 0,1245 \Rightarrow 12 \% < 20 \% \dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Effort tranchant :

Tableau IV. 11 : Justification de choix de R (EX)

	Effort tranchant EX(KN)
Voiles	890,4773
Portique	2630,2342

• Voile :

$$- V_{EX} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$- V_{EX} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{890,4773}{2630,2342} = 0,3385 \Rightarrow 33,85 \% > 25 \% \dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Effort tranchant :

Tableau IV. 2: Justification de choix de R (EX)

	Effort tranchant EY(KN)
Voiles	1284,0862
Portique	2615,5831

- Voile :

- $V_{Ey} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifiée.}$

- $V_{Ey} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{1284,0862}{2615,5831} = 0,490 \Rightarrow 48,94 \% > 25 \% \dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Conclusion :**

Donc le choix qu'on a pris « **R= 5** » est à présent justifié.

IV.10.4.3. Vérification des déplacements inter étage

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 versifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 1\%h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = R \frac{0,8 V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \frac{0,8 V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y$$

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

Avec :

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau (K – 1) dans le sens (xx') (idem dans le sens (yy'), Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens

(xx') (idem dans le sens (yy'), δ_{eK}^y).

Tableau IV. 12 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final

Niveaux	Z (m)	δx_{ek} (mm)	δy_{ek} (mm)	δx_k (mm)	δy_k (mm)	Δx_k (mm)	Δy_k (mm)	Δ (mm)	Observation	
									x-x	y-y
10 ème	3,24	36,8233	36,373	184,116	181,865	14,34064	13,620	32,4	Vérifiée	Vérifiée
9 ème	3,24	33,9552	33,649	169,776	168,245	16,05396	15,418	32,4	Vérifiée	Vérifiée
8 ème	3,24	30,7444	30,565	153,722	152,826	17,494775	17,029	32,4	Vérifiée	Vérifiée
7 ème	3,24	27,245	27,159	136,227	135,797	18,960395	18,669	32,4	Vérifiée	Vérifiée
6ème	3,24	23,4534	23,425	117,2670	117,127	20,02462	19,962	32,4	Vérifiée	Vérifiée
5ème	3,24	19,4484	19,433	97,2423	97,165	20,19928	20,402	32,4	Vérifiée	Vérifiée
4ème	3,24	15,4086	15,352	77,0431	76,763	20,15069	20,428	32,4	Vérifiée	Vérifiée
3ème	3,24	11,3784	11,267	56,8924	56,3350	19,291475	19,494	32,4	Vérifiée	Vérifiée
2ème	3,24	7,5201	7,3681	37,6009	36,840	17,115905	17,122	32,4	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er}	3,24	4,0970	3,943	20,4850	19,7188	13,74154	13,354	32,4	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3,24	1,3486	1,272	6,74349	6,364	6,743495	6,364	32,4	Vérifiée	Vérifiée

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés

IV.10.4.4 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de Compression de calcul est limité par la condition suivante

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

Avec :

- B_c : section de poteau
- N_d : $G+Q \pm E$

Tableau IV. 13 : Vérification du critère de l'effort normal réduit

Niveau	S poteaux corrigé	N _d	N	VRPA	Observations
10 ^{ème}	50×50	387290,6	0,0516387	0,3	Vérifiée
9 ^{ème}	50×50	568862,9	0,0758484	0,3	Vérifiée
8 ^{ème}	55×55	764567,9	0,0842499	0,3	Vérifiée
7 ^{ème}	55×55	991937,6	0,1093044	0,3	Vérifiée
6 ^{ème}	55×55	1277509,8	0,1407724	0,3	Vérifiée
5 ^{ème}	60×60	1580641,6	0,1463557	0,3	Vérifiée
4 ^{ème}	60×60	1892713	0,1752512	0,3	Vérifiée
3 ^{ème}	60×60	2206054,5	0,2042643	0,3	Vérifiée
2 ^{ème}	65×65	2522935,1	0,1990481	0,3	Vérifiée
1 ^{er}	65×65	2828031,8	0,2231189	0,3	Vérifiée
RDC	65×65	3102495,7	0,2447728	0,3	Vérifiée

✓ Remarque :

La condition de l'effort normal réduit est donc vérifiée

IV.10.4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre)

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

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

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

Avec :

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

K :

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau IV. 14 : Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

Niv	P_K (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (mm)	$\Delta_y 10^{-3}$ (mm)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
10 ^{ème}	4978,6217	14,34064	15,57	554,945	574,3404	3,24	0,039708	0,03643	OK
9 ^{ème}	9365,1245	16,05396	17,56	949,5014	949,3115	3,24	0,048871	0,04694	OK
8 ^{ème}	13858,8054	17,494775	19,34	1280,5844	1274,0424	3,24	0,058436	0,05717	OK
7 ^{ème}	18365,4782	18,960395	21,15	1564,4713	1548,5615	3,24	0,06869	0,06833	OK
6 ^{ème}	22872,1509	20,02462	22,555	1804,7562	1781,6065	3,24	0,07832	0,07909	OK
5 ^{ème}	27511,6295	20,19928	23,02	2016,2412	1990,2887	3,24	0,085067	0,08704	OK
4 ^{ème}	32176,8393	20,15069	22,995	2205,0806	2179,2112	3,24	0,090753	0,09309	OK
3 ^{ème}	36816,3179	19,291475	21,88	2362,0645	2340,5684	3,24	0,092804	0,09464	OK
2 ^{ème}	41601,2383	17,115905	19,165	2485,6466	2468,2516	3,24	0,088414	0,08906	OK
1 ^{er}	46367,7468	13,74154	14,875	2572,0154	2556,6275	3,24	0,076459	0,07475	OK
RDC	51164,2915	6,743495	7,035	2630,2342	2615,5831	3,24	0,040486	0,03842	OK

Vu les résultats obtenus sont inférieurs à 0,1, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés

IV.10.5 Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et les choix des dimensions des poteaux qui ont été modélisés équilibrant entre le critère de la résistance et de l'économie, nous avons pu satisfaire toutes les exigences des règlements.

Afin d'avoir une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment. Suite à cette constatation on peut entamer le chapitre d'étude du ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment ; située au-dessus du sol ; elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutre) et les voiles ; ces éléments en béton armé leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure face aux différentes charges (permanentes – variables et accidentelles).

Ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Le ferraillage des éléments structuraux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B.A.93** et le **R.P.A 99/V2003**.

V.2 Ferraillage 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 symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû 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 (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=22,16\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

V.2.2 Combinaison d'action

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

V.2.2.1 Combinaisons Situation durable :**a. Selon C.B.A.93 :**

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

V.2.2.2 Combinaisons situation accidentelle :**b. Selon RPA 99 : Situation accidentelle**

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant : $N^{\max}$, M^{cor}
- 2- Effort normal minimal et le moment correspondant : $N^{\min}$, M^{cor}
- 2- Moment maximum et l'effort correspondant : $M^{\max}$, N^{cor}

V.2.2.3 Recommandation selon rpa99 version 2003

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

- Leur pourcentage est limité par :

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.

- La longueur minimale de 50ϕ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

V.2.3 Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux :

Les résultats des efforts sont donnés par logiciel **ETABS V1**.

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 ferraillage des sections, qui donne des résultats par face.

sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.2.3.1. Situation durable :

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

a. Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})

Tableau V. 1 : Ferraillages des poteaux situation durable ($N_{\max}$, M_{corr}).

Etage	Section (cm)	$N_{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	$A_{\min s}(\text{RPA})$ (cm ²)
RDC	65x65	-3396,03	-5,38	SEC	0	0	38,025
1er au 2ème	65x65	-3058,88	-4,2	SEC	0	0	38,025
3ème au 5ème	60x60	-2401,58	-9,25	SEC	0	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	-1545,96	-10,31	SEC	0	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	-757,533	-10,07	SEC	0	0	22,5

- **Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**

Tableau V. 2 : Ferraillages des poteaux situation durable ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	Amin _s (RPA) (cm ²)
RDC	65x65	-33,42	-2121,3996	SEC	0	0	38,025
1er au 2ème	65x65	-78,42	-2035,5854	SEC	0	0	38,025
3ème au 5ème	60x60	-91,17	-1323,550	SEC	0	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	-90,1	-656,8488	SEC	0	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	-93,62	-225,1844	SPC	0	2,13	22,5

- a. Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).**

Tableau V. 3 : Ferraillages des poteaux situation durable ($N_{\min}; M_{\text{corr}}$)

Etage	Section (cm)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	Amin _s (RPA) (cm ²)
RDC	65x65	-1360,939	16,41	SEC	0	0	38,025
1er au 2ème	65x65	-1097,207	21,62	SEC	0	0	38,025
3ème au 5ème	60x60	-707,3816	27,65	SEC	0	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	-328,6754	31,16	SEC	0	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	-89,5738	35,46	SPC	0	0,68	22,5

V.2.3.2 Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

a. Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})

Tableau V. 4 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N_{\max}$; M_{corr})

Etage	Section (cm)	$N_{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	$A_{\min s}(\text{RPA})$ (cm ²)
RDC	65x65	-3106,382	-177,49	SEC	0	0	38,025
1er au 2ème	65x65	-2831,633	-165,64	SEC	0	0	38,025
3ème au 5ème	60x60	-2208,781	-155,97	SEC	0	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	-1278,816	-124,38	SEC	0	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	-568,9111	-61,54	SEC	0	0	22,5

b. Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, N^{corr})

Tableau V. 5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M_{\max}$, N_{corr}).

Etage	Section (cm)	$M_{\max}$ (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	$A_{\min s}(\text{RPA})$ (cm ²)
RDC	65x65	-177,49	-3106,3824	SEC	0	0	38,025
1er au 2ème	65x65	-215,02	-2092,5212	SEC	0	0	38,025
3ème au 5ème	60x60	-210,46	-1310,3053	SEC	0	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	-187,2	-851,342	SPC	0,42	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	-156,32	-206,6195	SPC	4,85	0	22,5

c. Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, M^{corr})

Tableau V. 6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}$; M^{corr})

Etage	Section (cm)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{\min s}(\text{RPA})$ (cm ²)
RDC	65x65	1420,19	22,54	SET	15,08	13,34	38,025
1er au 2ème	65x65	1146,6	78,53	SET	14,49	8,45	38,025
3ème au 5ème	60x60	820,1	102,3	SEC	12,55	3,85	38,025
6ème au 8ème	55x55	445,2	78,95	SPT	8,21	0,69	27,225
9ème au 10ème	50x50	136,4	72,46	SPC	4,93	0	22,5

. Situation accidentelle :

- Combinaison : **0.8G+E**

a Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})

Tableau V. 7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$; M^{corr})

Etage	Section (cm)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{\min s}(\text{RPA})$ (cm ²)
RDC	65x65	-2273,31	-173,9	SEC	0	0	38,025
1er au 2ème	65x65	-2078,12	-158,34	SEC	0	0	38,025
3ème au 5ème	60x60	-1613,70	-151,56	SEC	0	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	-913,396	-122,3	SEC	0	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	-411,606	-61,08	SEC	0	0	22,5

b. Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, N^{corr})

Tableau V. 8 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M_{\max}$, N_{corr}).

Etage	Section (cm)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	Amin _s (RPA) (cm ²)
RDC	65x65	-174,32	-1855,9592	SEC	0	0	38,025
1er au 2ème	65x65	-212,29	-1515,6808	SEC	0	0	38,025
3ème au 5ème	60x60	-203,9	-963,7702	SEC	0	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	-178,89	-625,2329	SPC	1,01	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	-145,64	-154,4733	SPC	4,87	0	22,5

c. Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, M^{corr})

Tableau V. 9 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N_{\min}$; M_{corr})

Etage	Section (cm)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	Amin _s (RPA) (cm ²)
RDC	65x65	961,8	19,86	SET	10,38	8,85	38,025
1er au 2ème	65x65	757,1	110,289	SET	11,81	3,33	38,025
3ème au 5ème	60x60	532,8	132,6	SPC	10,93	0	32,4
6ème au 8ème	55x55	331,3	99,009	SPC	7,85	0	27,225
9ème au 10ème	50x50	173,5098	78,57	SPC	5,63	0	22,5

V.2.4. Choix des armatures :

Tableau V. 10 : Choix des armatures des poteaux

Etage	Sections (cm ²)	Sections (cm ²)	AS _{cal} (cm ²)	AS _{min} (cm ²)	AS _{max} (Z.C)(cm ²)	AS _{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	As _{adopté} (cm ²)
RDC	65x65	65x65	15,08	38,025	169	253,5	16T20	50,27
1er au 2ème	65x65	65x65	14,49	38,025	169	253,5	16T20	50,27
3ème au 5ème	60x60	60x60	12,55	32,4	144	216	8T16+8T20	41,21
6ème au 8ème	55x55	55x55	8,21	27,225	121	181,5	8T16+4T20	28,65
9ème au 10ème	50x50	50x50	5,63	22,5	100	150	12T16	24,13

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme). Puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Les contraintes admissibles sont données par :

✓ Béton:

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

✓ Acier:

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \times \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250$ MPa.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

a. N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau V. 11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N^{ser}_{min} (kN)	M^{ser}_{cor} (KN.m)	$A_{sadopté}$ (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc add}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	-999,434	-11,88	50,27	34,5	250	2,34	18	Vérifier
1er au 2ème	65x65	-805,648	-15,74	50,27	29,1	250	2	18	Vérifier
3ème au 5ème	60x60	-519,326	20,18	40,21	22,8	250	1,61	18	Vérifier
6ème au 8ème	55x55	-241,321	22,77	30,79	18,8	250	1,42	18	Vérifier
9ème au 10ème	50x50	-65,863	29,46	20,6	18,5	250	2,26	18	Vérifier

b. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau V. 12 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N^{ser}_{max} (kN)	M^{ser}_{cor} (KN.m)	$A_{sadopté}$ (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc add}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	-2478,17	- 3,84	50,27	80	250	5,35	18	Vérifier
1er au 2ème	65x65	-2232,20	-3,02	50,27	71,9	250	4,81	18	Vérifier
3ème au 5ème	60x60	-1752,19	-3	40,21	61,5	250	4,49	18	Vérifier
6ème au 8ème	55x55	-1128,70	-7,27	30,79	53,3	250	3,61	18	Vérifier
9ème au 10ème	50x50	-554,696	-7, 1	33,6	28	250	2,32	18	Vérifier

c. $M_{\max}^{\text{ser}}$; $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$:

Tableau V. 13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Etage	Section s (cm ²)	$M_{\text{ma}}^{\text{ser}}$ (KN)	$N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ (KN.m)	Asad opté (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{\text{bc add}}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	-24,28	-1544,99	50,27	54,6	250	3,73	18	Vérifier
1er au 2ème	65x65	-57,09	-1481,01	50,27	59,6	250	4,18	18	Vérifier
3ème au 5ème	60x60	-66,53	-962,754	40,21	49,2	250	3,57	18	Vérifier
6ème au 8ème	55x55	-65,79	-478,187	30,79	45,5	250	3,55	18	Vérifier
9ème au 10ème	50x50	-68,48	-164,722	22,62	48,6	250	5,24	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.

τ_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 C.B.A.93

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ Selon le RPA 99/Version 2003 :

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

- $\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec:

- λ : L'élancement du poteau.
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 14 : Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	Λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{C.B.A}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	46,36	0,122	4,98	0,040	1,2	3	Vérifiée
1 ^{er} - 2 ^{ème}	65x65	48,2147	0,125	4,98	0,040	1,2	3	Vérifiée
3 ^{ème} -5 ^{ème}	60x60	56,4264	0,174	5,40	0,075	1,2	3	Vérifiée
6 ^{ème} -8 ^{ème}	55x55	57,066	0,21	5,85	0,075	1,2	3	Vérifiée
9 ^{ème} -10 ^{ème}	50x50	63,826	0,284	6,48	0,075	1,2	3	Vérifiée

V.2.7. Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **C.B.A.93** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

✓ Selon C.B.A.93 :

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

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

Ø_t: Diamètre des armatures transversales.

Ø_l: Diamètre des armatures longitudinales.

✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

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

Avec :

A_t: Section d'armatures transversales.

S_t: Espacement des armatures transversales.

T_u: Effort tranchant à l'ELU.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ_a=2,5.....si λ_g ≥ 5

ρ_a=3,75.....si λ_g < 5

λ_g: Espacement géométrique.

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

S_t ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

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

Ø_l: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

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

λ_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_e=500 MPa (FeE500).

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

Tableau V. 15 : Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	65x65	16T20	20	10	15
1 ^{ère} , 2 ^{ème}	65x65	16T20	20	10	15
3 ^{ème} , 5 ^{ème}	60x60	8T16+8T20	16+20	10	15
6 ^{ème} , 8 ^{ème}	55x55	8T16+4T20	16+20	10	15
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15

Tableau V. 16: Le choix des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	65x65	2,268	3,49	3,75	46,36	N	10	1,07	5T8	2,51
						C	15	1,60	5T8	2,51
1 ^{ère} , 2 ^{ème}	65x65	2,268	3,49	3,75	48,22	N	10	1,11	5T8	2,51
						C	15	1,67	5T8	2,51
3 ^{ème} , 5 ^{ème}	60x60	2,268	3,78	3,75	56,4264	N	10	1,30	5T8	2,51
						C	15	1,96	5T8	2,51
6 ^{ème} , 8 ^{ème}	55x55	2,268	4,123	3,75	57,066	N	10	1,32	5T8	2,51
						C	15	1,17	5T8	2,51
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	50x50	2,268	4,536	3,75	63,826	N	10	1,477	5T8	2,51
						C	15	2,21	5T8	2,51

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100$ cm

T16..... $L_r = 80$ cm

T14..... $L_r = 70$ cm

V.2.8. Schéma de Ferraillage des Poteaux :

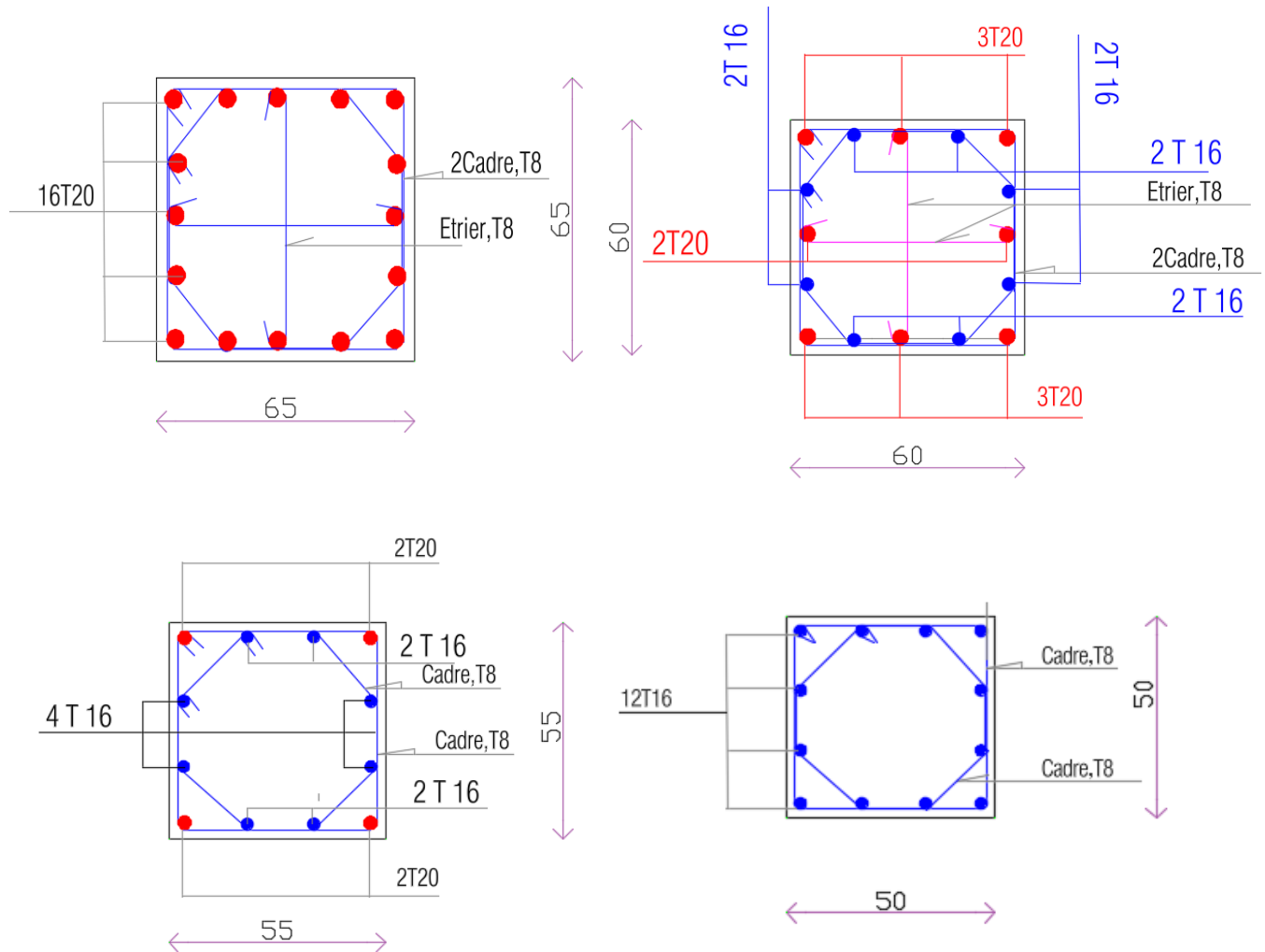


Figure1 :Schéma de Ferraillage des Poteaux

V.3 Ferraillage 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 ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

V.3.2 Les combinaisons de charges

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " **C.B.A 93** " :

Situation durable :

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** ":

Situation accidentelle

- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.3 Recommandation du rpa99 version 2003

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St. L$.

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\phi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

h: hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

V.3.4 Calcul du ferraillage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS 2018**.

type de poutre :

- Poutre porteuse 40 x 50 (cm) et 35 x 60 (cm)
- Poutre non porteuse 35 x 45 (cm)
- Poutre de chaînage 40 x 50 (cm)

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.

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tendue).

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

V.3.4.1 Poutre porteuse (40x 50)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 17 : Ferraillage des poutres porteuses (40x50) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC, 1^{er}, 2, 3^{ème}	40x 50	Travée	72,71	3,78	0	10
		Appui	-117,63	0	6,23	10
4, 5, 6, 7, 8, 9, ^{ème}	40x 50	Travée	77,78	4,05	0	10
		Appui	-136,5	0	7,28	10
Terrasse	40x 50	Travée	82,12	4,28	0	10
		Appui	-125,509	0	6,64	10

b- Situation accidentelle :

Tableau V. 18 : Ferraillage des poutres porteuses (40x50) (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	40x 50	Travée	265,59	12,52	0	10
		Appui	-285,08	0	13,52	10
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	40x 50	Travée	173,63	7,99	0	10
		Appui	-217,06	0	10,09	10
Terrasse	40x 50	Travée	75,69	3,43	0	10
		Appui	-154,72	0	7,16	10

V.3.4.2 Poutre porteuse (35x 60) sans voile

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 19 : Ferraillage des poutres porteuses (35x60) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	35x 60	Travée	52,2	2,26	0	10,5
		Appui	-68,21	0	2,97	10,5
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x 60	Travée	46,87	2,02	0	10,5
		Appui	-67,29	0	2,93	10,5
Terrasse	35x 60	Travée	48,11	2,08	0	10,5
		Appui	-50	0	2,16	10,5

b- Situation accidentelle :

Tableau V. 20 : Ferraillage des poutres porteuses (35x60) (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	35x 60	Travée	148,97	5,72	0	10,5
		Appui	-220,04	0	8,6	10,5
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x 60	Travée	115,57	4,42	0	10,5
		Appui	-218,8	0	8,55	10,5
Terrasse	35x 60	Travée	54,71	2,05	0	10,5
		Appui	-90,19	0	3,4	10,5

V.3.4.3 Poutre porteuse (35x 60) avec voile

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 21 : Ferraillage des poutres porteuses (35x60) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	35x 60	Travée	43,38	1,87	0	10,5
		Appui	-118,69	0	5,25	10,5
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x 60	Travée	39,93	1,72	0	10,5
		Appui	-165,57	0	7,43	10,5
Terrasse	35x 60	Travée	40,11	1,73	0	10,5
		Appui	-157,63	0	7,06	10,5

b- Situation accidentelle :

Tableau V. 22 : Ferraillage des poutres porteuses (35x60) (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	35x 60	Travée	203,19	7,75	0	10,5
		Appui	-375,08	0	14,99	10,5
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x 60	Travée	207,14	7,91	0	10,5
		Appui	-278,66	0	15,23	10,5
Terrasse	35x 60	Travée	88,78	6,33	0	10,5
		Appui	-234,2	0	13,22	10,5

Poutre non porteuse (35x 45)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

Tableau V. 23 : Ferraillage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	35x 45	Travée	19,8	1,24	0	7,88
		Appui	-40,16	0	2,36	7,88
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x 45	Travée	39,43	1,89	0	7,88
		Appui	-58,12	0	2,97	7,88
Terrasse	35x 45	Travée	55,46	3,29	0	7,88
		Appui	-53,95	0	3,85	7,88

b. Situation accidentelle :

Tableau V. 24 : Ferraillage des poutres non porteuses (35x45) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	35x 45	Travée	107,04	5,5	0	7,88
		Appui	-162,24	0	8,56	7,88
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x 45	Travée	111,13	6,01	0	7,88
		Appui	-160,26	0	8,45	7,88
Terrasse	35x 45	Travée	60,31	3,03	0	7,88
		Appui	-94,09	0	4,8	7,88

Poutre de chinage (40 x50)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 25: Ferraillage des poutres de chainage (40x50) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1^{er},2,3^{ème}	40x 50	Travée	60,41	3,16	0	10,50
		Appui	-113,44	0	6,07	10,50
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	40x 50	Travée	63,59	3,33	0	10,50
		Appui	-135,96	0	7,34	10,50
Terrasse	40x 50	Travée	64,53	3,38	0	10,50
		Appui	-134,93	0	7,28	10,50

b. Situation accidentelle :

Tableau V. 26 : Ferraillage des poutres de chaînage (50x40) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC, 1^{er}, 2, 3^{ème}	40x 50	Travée	65,14	4,41	0	10,50
		Appui	-148,68	0	10,39	10,50
4, 5, 6, 7, 8, 9, ^{ème}	40x 50	Travée	69,36	4,75	0	10,50
		Appui	-163,13	0	11,35	10,50
Terrasse	40x 50	Travée	54,03	3,65	0	10,50
		Appui	-147,96	0	10,25	10,50

V.3.5 Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

$$A_{s \min} = 0,5\% \times b \times d$$

$$A_{s \max} = 4\% \times b \times d \text{ en zone courante.}$$

$$A_{s \max} = 6\% \times b \times d \text{ en zone nodale}$$

Poutre porteuse (40x 50)

Tableau V. 27: Choix des armatures pour les poutres porteuses (40x 50).

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
RDC, 1^{er}, 2, 3^{ém}	40x 50	Travée	72	108	10	12,52	4T16+4T14	14,2
		Appui				13,52	4T16+4T14	
4, 5, 6, 7, 8, 9, ^{ème}	40x 50	Travée	72	108	10	7,99	4T16+4T14	14,2
		Appui				10,09	4T16+4T14	
Terrasse	40x 50	Travée	72	108	10	5,43	4T14+4T16	14,2
		Appui				8,87	4T16+4T14	

Tableau V. 28: Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x 60) sans voile

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	$A_s^{adopté}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème}	35x 60	Travée	77	115,5	10,50	5,72	2T14+4T16	11,12
		Appui				8,6	2T14+4T16	
4, 5, 6, 7, 8, 9, ^{ème}	35x 60	Travée	77	115,5	10,50	4,42	2T14+4T16	11,12
		Appui				8,55	2T14+4T16	
Terrasse	35x 60	Travée	77	115,5	10,50	2,05	2T14+4T16	11,12
		Appui				3,4	2T14+4T16	

Tableau V. 29: Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x 60).

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	$A_s^{adopté}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème}	35x 60	Travée	77	115,5	10,50	7,75	4T16+2T14	12,06
		Appui				14,99	8T16	16,08
4, 5, 6, 7, 8, 9, ^{ème}	35x 60	Travée	77	115,5	10,50	8,93	4T16+2T14	12,06
		Appui				15,18	8T16	16,08
Terrasse	35x 60	Travée	77	115,5	10,50	3,03	4T16+2T14	12,06
		Appui				9,08	8T16	16,08

Poutre non porteuse (35x 45)

Tableau V. 30 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (35x 45).

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
RDC, 1^{er}, 2, 3^{ème}	35x 45	Travée	56	84	7,88	5,5	3T16	6,03
		Appui				8,56	5T16	10,05
4, 5, 6, 7, 8, 9, ^{ème}	35x 45	Travée	56	84	7,88	6,01	3T16	6,03
		Appui				8,45	5T16	10,05
Terrasse	35x 45	Travée	56	84	7,88	3,03	3T16	6,03
		Appui				4,8	5T16	10,05

Poutre de chaînage (40x 50) :

Tableau V. 31: Choix des armatures pour les poutres de chaînage (40x 50).

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
RDC, 1^{er}, 2, 3^{ém}	40x 50	Travée	72	108	10	4,41	6T16	12,06
		Appui				10,39	6T16	
4, 5, 6, 7, 8, 9, ^{ème}	40x 50	Travée	72	108	10	4,75	6T16	12,06
		Appui				11,35	6T16	
Terrasse	40x 50	Travée	72	108	10	3,65	6T16	12,06
		Appui				10,25	6T16	

Condition de non fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; F_e=500\text{MPa}$$

Tableau V. 32 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Poutre p 40x50	14,2	1,98	Vérifiée
Poutre 35x60	16,08	2,125	Vérifiée
Poutre Ch 40x50	12,06	1,98	Vérifiée
Poutre S 35x45	10,05	1,54	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'état 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

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

Acier

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

1. Vérification des contraintes :

Position de l'axe neutre "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Moment d'inertie "I"

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

V.3.6.1 Poutres porteuses (40x 50)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 33 : Vérification vis-à-vis de L'état limite de service(40X50)

Niveau	Position	Mser (KN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC,1^{er},2,3^{ème}	Travée	52,22	14,2	3,24	18	34,4	250	Vérifiée
	Appui	-80	14,2	4,96		52,7		
4, 5,6,7,8,9,9^{ème}	Travée	56,58	14,2	3,51	18	37,2	250	Vérifiée
	Appui	-99,07	14,2	6,14		65,2		
Terrasse	Travée	114,29	14,2	7,08	18	75,2	250	Vérifiée
	Appui	-137,16	14,2	8,5		90,3		

Donc :

Travée As = 14,2cm² → 4T16+4T14

Appui As = 14,2cm² → 4T16+4T16

Tableau V. 34 : Vérification vis-à-vis de L'état limite de service(35X60) sans voile

Niveau	Position	Mser (KN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	Travée	37,46	11,12	2,09	18	69,7	250	Vérifiée
	Appui	-49 ,01	11,12	2,74		91,2		
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	Travée	33,66	11,12	1,88	18	62,6	250	Vérifiée
	Appui	-48,03	11,12	2,68		89,4		
Terrasse	Travée	34,57	11,12	1,93	18	64,3	250	Vérifiée
	Appui	-34,57	11,12	1,93		64,3		

Donc :

Travée As = 11,12cm² → 4T16+2T14

Appui As = 11,12cm² → 2T16+4T16

Tableau V. 35 : Vérification vis-à-vis de L'état limite de service(35X60) avec voile

Niveau	Position	Mser (KN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	Travée	30,01	11,12	1,48	18	51,4	250	Vérifiée
	Appui	-83 ,32	16,08	4		142,6		
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	Travée	34,02	11,12	1,63	18	58,2	250	Vérifiée
	Appui	-118,02	16,08	5,83		5,66		
Terrasse	Travée	39,5	11,12	1,95	18	67,6	250	Vérifiée
	Appui	-113,82	16,08	5,46		194		

Donc :

Travée As = 11,12cm² → 4T16+2T14

Appui As = 16,08cm² → 4T16+4T16

V.3.6.2 Poutres non porteuses (35x45)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau V. 36 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS

Niveau	Position	Mser (KN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC,1^{er},2,3^{ème}	Travée	15,48	6,03	1,72	18	69,8	250	Vérifiée
	Appui	-29,06	10,05	2,49		80		
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	Travée	26,03	6,03	2,9	18	117,2	250	Vérifiée
	Appui	-38,66	10,05	3,23		103,8		
Terrasse	Travée	40,84	6,03	2,7	18	109,3	250	Vérifiée
	Appui	-42,21	10,05	3,61		116,2		

Donc : Travée $As = 6,03\text{cm}^2 \rightarrow 3T16$

Appui $As = 10,05\text{ cm}^2 \rightarrow 5T16$

V.3.6.3 Poutres de chaînage (40x50)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 37: Vérification des poutres de chaînage à l'ELS

Niveau	Position	Mser (KN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC,1^{er},2,3^{ème}	Travée	43,98	12,06	2,75	18	90,7	250	Vérifiée
	Appui	-82,1	12,06	3,35		169,3		
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	Travée	46,25	12,06	4,23	18	94,8	250	Vérifiée
	Appui	-98,31	12,06	4,64		200		
Terrasse	Travée	47,29	12,06	2,62	18	86,6	250	Vérifiée
	Appui	-97,97	12,06	6,06		198,3		

Donc :

Travée $A_s = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{T16}+2\text{T14}$

Appui $A_s = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{T16}+2\text{T14}$

V.3.7 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

V.3.7.1 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 maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \times (0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

V.3.7.2 . Poutre Principale (40x50) :

Tableau V.38 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale

Niveau	Section(cm ²)	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème}	40x50	137,6147	0,765	3	Vérifiée
4, 5, 6, 7, 8, 9, 9 ^{ème}	40x50	145,6565	0,809	3	Vérifiée
Terrasse	40x50	208,5115	1,158	3	Vérifiée

V.3.7.3 . Poutre Principale (35x60) sans voile :**Tableau V.39 :** Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale

Niveau	Section(cm ²)	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x60	72,339	0,383	3	Vérifiée
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x60	67,54	0,357	3	Vérifiée
Terrasse	35x60	61,51	0,325	3	Vérifiée

V.3.7.4 . Poutre Principale (35x60) Avec Voile :**Tableau V.40 :** Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale

Niveau	Section(cm ²)	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x60	72,339	0,383	3	Vérifiée
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x60	67,54	0,357	3	Vérifiée
Terrasse	35x60	61,51	0,325	3	Vérifiée

V.3.7.5 Poutre secondaire (35x45) :

Tableau V.41 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire

Niveau	Section(cm ²)	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x45	111,0572	0,783	3	Vérifiée
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	35x45	109,915	0,775	3	Vérifiée
Terrasse	35x45	73,5448	0,519	3	Vérifiée

V.3.7.6 Poutre chainage (40x50) :

Tableau V.42 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre de chainage

Niveau	Section(cm ²)	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	40x50	82 ,038	0,455	3	Vérifiée
4, 5,6,7,8,9, ^{ème}	40x50	126,81	0,7045	3	Vérifiée
Terrasse	40x50	61,51	0,342	3	Vérifiée

V.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et de nuance FeE500 ($f_e=500$ MPa).

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35 ; \phi_l ; b/10) = 1,6 \text{ cm.}$$

Nous prenons : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

Selon le C.B .A 93

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 43 : Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	CBA9 3	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)		
Poutre P 40x50	208,51	1,158	40,5	12,5	25	10	15	3	4T8
Poutre CH 40x50	71,38	0,397	40,5	12,5	25	10	15	3	4T8
Poutre S 35x45	111,0	0,783	36,45	11,25	22,5	10	15	2,62	4T8
Poutre P 35x60	72,34	1,081	48,6	15	30	10	15	3,15	4T8

Choix : 8T8= 4,02 cm² « un cadre + un étrier »

V.3.9 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 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction :

Dans notre cas :

h = 50 cm $A_p = 3 \times 0,5 = 1,5 \text{ cm}^2$ on adopte : 2T10 = 1,57cm²

h = 60 cm $A_p = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ cm}^2$ on adopte : 2T12 = 2,26cm²

V.3.10 Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\varnothing$ (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

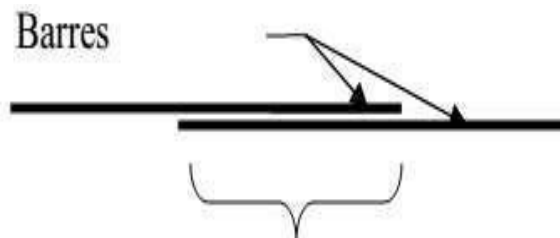


Figure V.2 : Longueur de recouvrement

- $\varnothing=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$

V.3.11 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

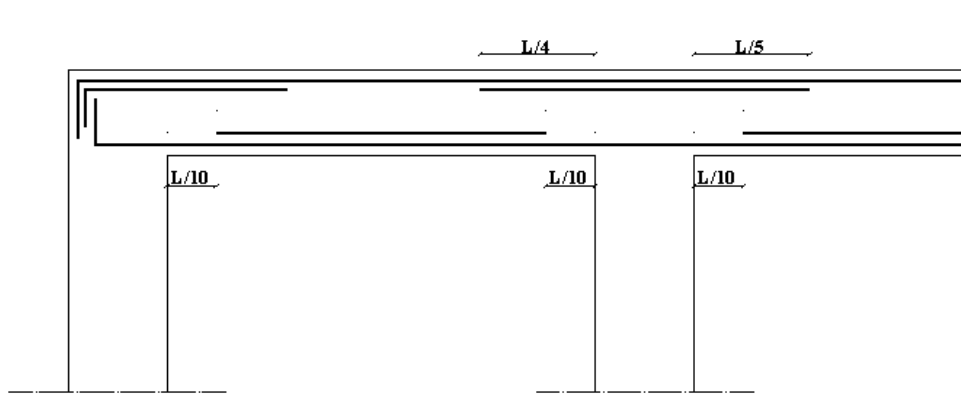


Figure V. 3 : arrêts des barres.

V.3.12 Vérification de la flèche

✓ D'après C.B.A 93 :

On doit vérifier : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

- $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00 \text{ m}$
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 \text{ m}$
- $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

Avec

$$\begin{cases} I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{et } \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

- $\rho = A_s / (b \times d)$
- $\lambda_i = (0,05 \cdot f_{t28}) / \rho(2 + 3b_o/b)$
- $\lambda_v = (0,02 \times f_{t28}) / \rho(2 + 3b_o/d) = 2/5 \lambda_i$
- I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $\eta = 15$.
- $E_v = 1/3 E_i$

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Le programme flèche permet de calculer la flèche d'une poutre ou d'une console de section rectangulaire ou en té à l'état limite de service.

Les calculs sont conduits selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles (C.B.A.93)

V.3.12.1 Poutre Principale (40x50) :

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : POUTRE PORTEUSE

Nom du fichier : SSS

☒ Dessin Géométrie Type
☐ Dessin Géométrie Saisie

Condition liaison
☒ Poutre isostatique
☐ Console

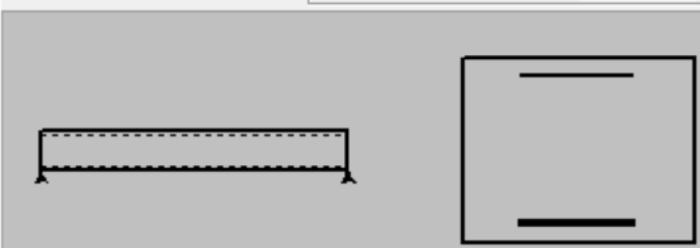
Type section
☐ Ié
☒ Rectangle

Efforts : Moments fléchissants
dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons M_j 58,06 kN*m
dû aux charges permanentes totales : M_g 58,06 kN*m
dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : M_p 70,81 kN*m

Matériaux
Contrainte béton : f_{cj} 30 MPa

Géométrie
Portée : l 6,59 m
Largeur : b 0,4 m
Hauteur : h 0,5 m
cdg armatures tend. : c 0,05 m
cdg armatures comp. : d' 0,05 m

Sections d'armatures
armatures tendues : 8,04 cm²
armatures comprimées : 14,2 cm²



Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats : Flèches

	calculée	limite
flèche totale : Δf_t	3,933 mm	11,59 mm
flèche due aux charges permanentes : f_{gv}	5,425 mm	
flèche due aux charges totales : f_{gq}	6,678 mm	

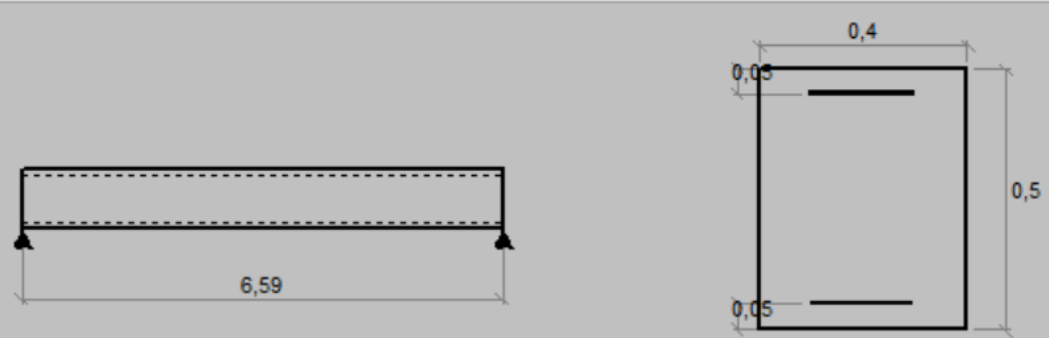


Figure V .4: résultats de flèches poutre porteuse.

V.3.12.2 Poutre Principale (35x60) :

?

Hypothèses | **Saisie** | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire : POUTRE PORTEUSE
 Nom du fichier : SSS

☒ Dessin Géométrie Type
☐ Dessin Géométrie Saisie

Condition liaison
☒ Poutre isostatique
☐ Console

Type section
☐ Té
☒ Rectangle

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 30 MPa

Géométrie
 Portée : l 6,59 m
 Largeur : b 0,35 m
 Hauteur : h 0,6 m
 cdg armatures tend. : c 0,06 m
 cdg armatures comp. : d' 0,06 m

Efforts : Moments fléchissants
 dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons M_j 31,85 kN*m
 dû aux charges permanentes totales : M_g 31,58 kN*m
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : M_p 44,49 kN*m

Sections d'armatures
 armatures tendues : 12,06 cm²
 armatures comprimées : 16,08 cm²

Fichier | Edition | Options | Affichage ?

Hypothèses | Saisie | Dessin | **Résultats** | Aperçu

Résultats : Flèches

	calculée	limite
flèche totale : Δf_t	1,043 mm	11,59 mm
flèche due aux charges permanentes : f_{gv}	1,215 mm	
flèche due aux charges totales : f_{gq}	1,452 mm	

Figure V. 5 : résultats de flèches poutre porteuse.

V.3.12.3 Poutre Secondaire (35x45)

POUTRE NON PORTEUSE - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : POUTRE NON PORTEUSE
Nom du fichier : POUTRE NON PORTEUSE

Condition liaison
☒ Poutre isostatique
☐ Console

Type section
☐ Ié
☒ Rectangle

Efforts : Moments fléchissants
 dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons : M_j 34,66 kN*m
 dû aux charges permanentes totales : M_g 34,66 kN*m
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : M_p 39,43 kN*m

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 30 MPa

Géométrie
 Portée : l 4,75 m
 Largeur : b 0,35 m
 Hauteur : h 0,45 m
 cdg armatures tend. : c 0,045 m
 cdg armatures comp. : d' 0,045 m

Sections d'armatures
 armatures tendues : 6,03 cm²
 armatures comprimées : 10,05 cm²

POUTRE NON PORTEUSE - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats : Flèches

	calculée	limite
flèche totale : Δf_t	1,656 mm	9,5 mm
flèche due aux charges permanentes : f_{gv}	2,438 mm	
flèche due aux charges totales : f_{gq}	2,808 mm	

Figure V. 6 : résultats de flèches poutre non porteuse.

V.3.12.4 Poutre de chaînage (40x50) :

sans nom - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : poutre de chaînage s

Nom du fichier : sans nom

☒ Dessin Géométrie Type
☐ Dessin Géométrie Saisie

Condition liaison
☒ Poutre isostatique
☐ Console

Type section
☐ Ié
☒ Rectangle

Efforts : Moments fléchissants
dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons M_j 55,56 kN*m
dû aux charges permanentes totales : M_g 55,56 kN*m
dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : M_p 69,19 kN*m

Matériaux
Contrainte béton : f_{cj} 30 MPa

Géométrie
Portée : l 5,85 m
Largeur : b 0,4 m
Hauteur : h 0,5 m
cdg armatures tend. : c 0,05 m
cdg armatures comp. : d' 0,05 m

Sections d'armatures
armatures tendues : 12,06 cm²
armatures comprimées : 12,06 cm²

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats : Flèches

	calculée	limite
flèche totale : Δf_t	2,644 mm	10,85 mm
flèche due aux charges permanentes : f_{gv}	3,489 mm	
flèche due aux charges totales : f_{gq}	4,243 mm	

Diagramme de la poutre de chaînage (40x50) avec les dimensions indiquées : portée l = 5,85 m, largeur b = 0,4 m, hauteur h = 0,5 m, et positions des armatures tendues (c = 0,05 m) et comprimées (d' = 0,05 m).

Figure V. 7 : résultats de flèches poutre de chaînage.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V. 44 : Tableau récapitulatif du calcul des flèches

Niveaux	Section (cm ²)	f (mm)	f add (mm)	Observation
RDC – 10^{ème}	PP (40x50)	3,39	10,85	Vérifier
	PP (35x60)	1,043	11,59	Vérifier
	PCH (40x50)	2,644	10,85	Vérifier
	PS (35x45)	1,656	9,5	Vérifier

V.3.13 . Schémas de ferrailage des Poutres :

- **Poutre Principale :**
- **Poutre principale 40x50:**

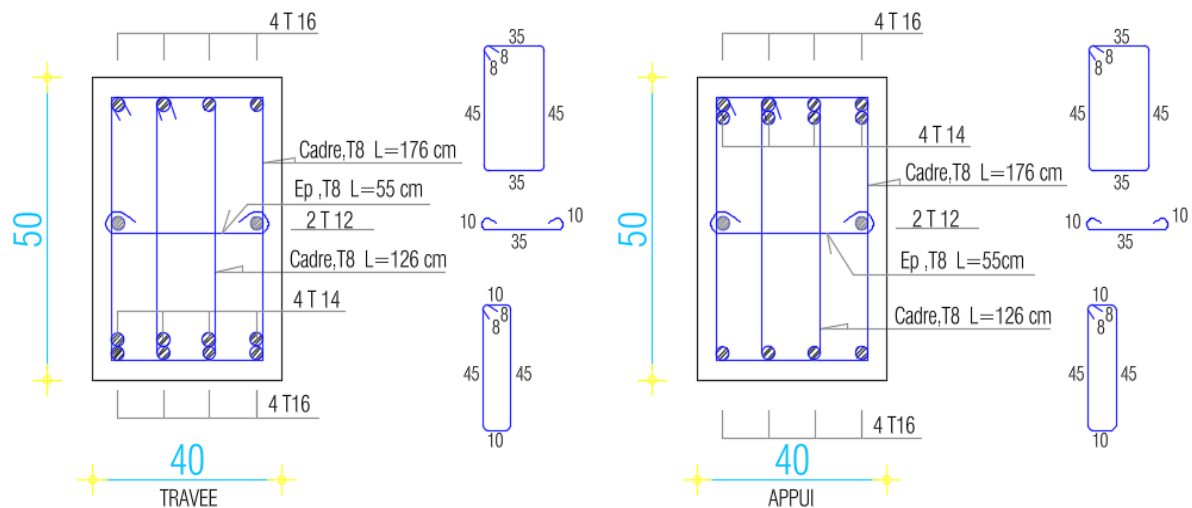


Figure V. 8 : Schéma de ferrailage de la poutre principal 40x50 sur travée et appui

• Poutre principale 35x60 sans voile :

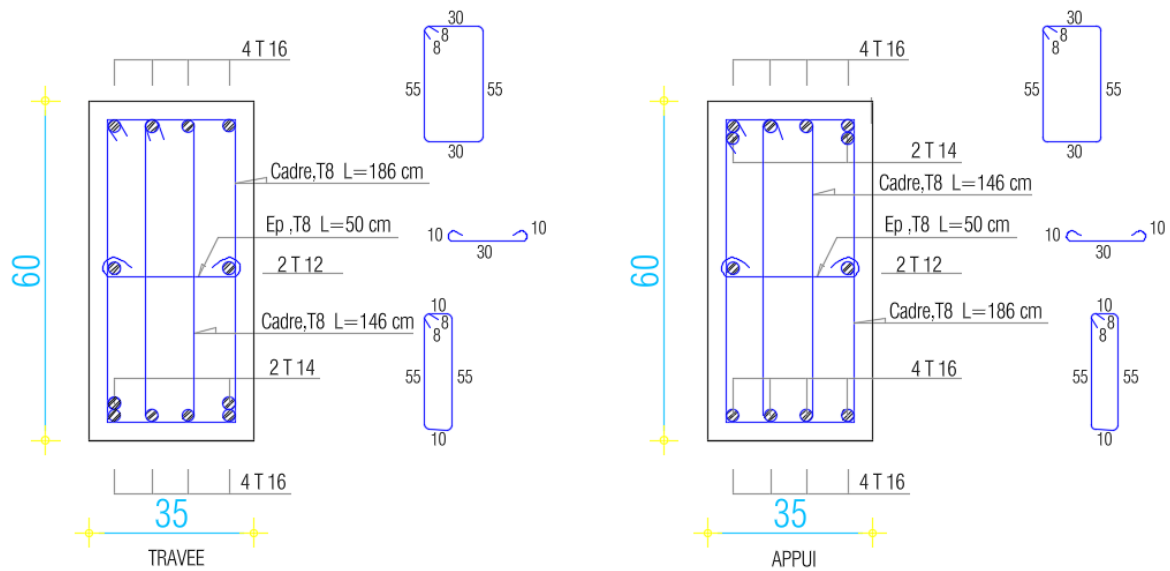


Figure V. 9 : Schéma de ferraillage de la poutre principal 35x60 sans voile sur travée et appuis

• Poutre principale 35x60 avec voile :

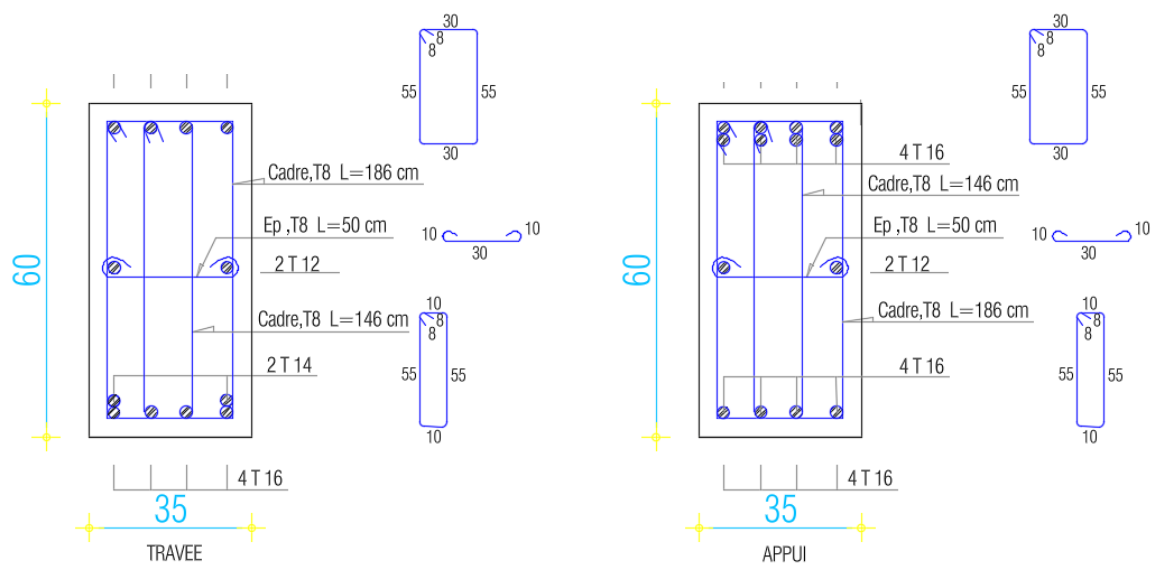


Figure V 10 : Schéma de ferraillage de la poutre principal 35x60 avec voile sur travée et appuis

- Poutre no porteur :

Poutre no porters 30x45:

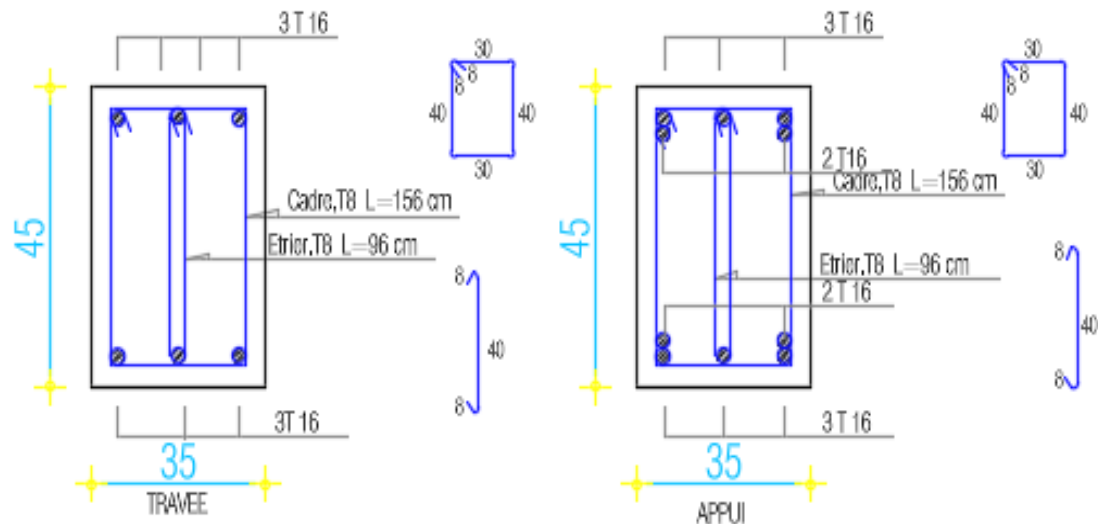


Figure V. 11 : Schéma de ferraillage de la poutre no porteur sur travée et appuis.

- Poutre de chaînage :

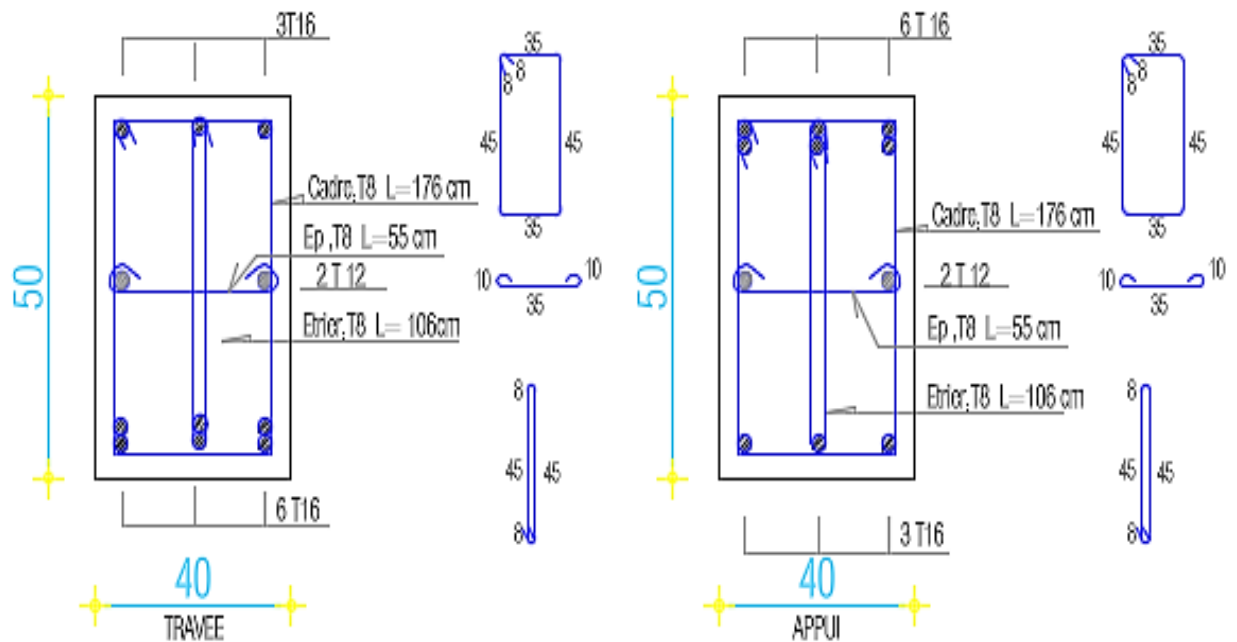


Figure V. 12 : Schéma de ferraillage de la poutre de chaînage sur travée et appuis.

V.4. Ferraillage des voiles :**V.4.1. Introduction :**

Le ferraillage 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 ferraillage 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 . Ferraillages 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 :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.4.6 . Prescriptions imposées par RPA 99/2003**A) Armatures verticales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile ; ces armatures doivent respecter les prescriptions composées par le **RPA 99V2003** et décrites ci-dessous :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% * L_t * e)$.

Avec : L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_T) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes. cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($S_T \leq 15\text{cm}$) .
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

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).

B) Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants ; disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ .

C) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement ; elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

D) Armatures de couture :

Le long des joints de reprises de coulage ; l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture ; dont la section doit être calculée par la formule : $A_{vj} = (1,1 * V) / f_e$.

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

V.4.7 . Règles générales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- 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 : 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 Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles ;
 - **20 Φ** 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 :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \sigma_b$$

$$\sigma_b = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Avec :

N 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 C.B.A.93

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = (0,2 \times f_{cj}) = (0,2 \times 30) = 6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \times d}, \overline{V} = 1,4 Vu \text{ calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile ;

d : Hauteur utile (0,9 h) ;

h : Hauteur totale de la section brute ;

• **D'après :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement ;

$\overline{\tau_u} : \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$

V.4.10 . Ferraillage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur « **d** » est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} , \frac{2 L}{3} \right)$$

L : longueur de la zone comprimée

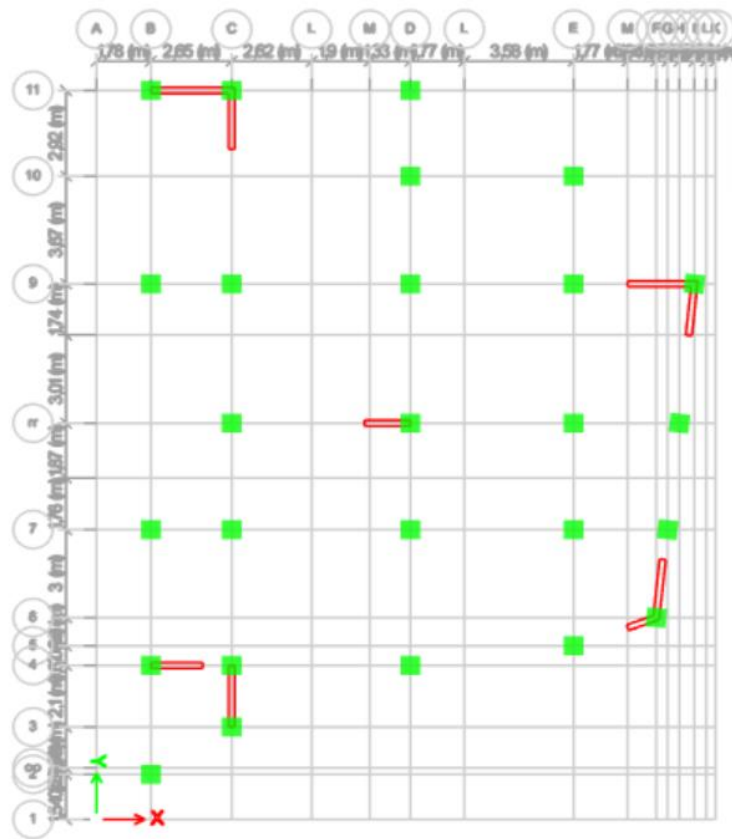


Figure V. 13 : Plan de repérage des voiles.

V.4.11 Exemple de calcul

(Voile V1)

a. Détermination des sollicitations :

$$M = 1705,6 \text{ kN.m}$$

$$P = 455,1 \text{ kN}$$

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

$$I = \frac{b \cdot L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,65^3}{12} = 0,310 \text{ m}^4$$

$$B = (L \times b) = (2,65 \times 0,2) = 0,53 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{h}{2} = 1,325 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{455,1}{0,53} + \frac{1705,6 \times 1,325}{0,310} = 6431,3852 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{455,1}{0,53} - \frac{1705,6 \times 1,325}{0,310} = -8148,7437 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 6,43 \text{ MPa}$$

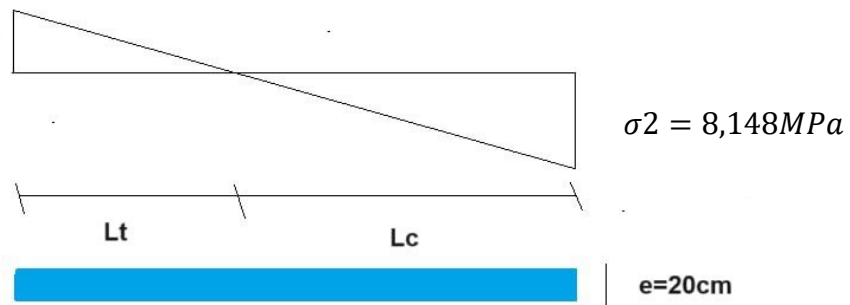


Figure V 14 : Les contraintes sur le voile

Calcul de L' :

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,65 \times \left(\frac{8148,74}{8148,7437 + 6431,3852} \right) = 1,148 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,65 - 1,48 = 1,168 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{1,17}{2} ; \left(\frac{3}{2} \right) \times 1,17 \right) = 0,585 \text{ m}$$

$$I' = \frac{b \times L_t^3}{12} = 0,0707 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{1,17}{2} = 0,585 \text{ m}$$

$$B' = 0,20 \times 1,17 = 0,234 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{B'}{2} \times (\sigma_1)\right) = 752.472 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_1}{f_e} = \frac{752,472 \times 10}{500} = 15.04 \text{ cm}^2$$

On a:

$$\sigma_{t25} = \frac{(L_c - 25) \times \sigma_c}{L_c} = \frac{(148 - 25) \times 6,43}{148} = 5,343 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t25}^{moy} = \frac{\sigma_{t25} + \sigma_c}{2} = \frac{5,34 + 6,43}{2} = 5,88 \text{ MPa}$$

$$N_{t25} = \sigma_{t25}^{moy} \times A_{25} = 5,88 \times 200 \times 250 \times 10^{-3} = 294,34 \text{ KN}$$

$$A_{st,25} = \frac{N_{t25} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{294,34 \times 1 \times 10}{500} = 5,74$$

C. Armature minimale de (RPA99 version 2003) :

D'après l'article 7.7.4.1 :

$$A_{RPA} = 0,2\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile ;

L_t = longueur de la section tendue ;

$$A_{RPA} = 0,2\% \times 20 \times 92 = 3.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA/ml/face} = \frac{3,68}{(2,65 \times 1,17)} = 1,186 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

D. Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 20 \times 265 = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{min/ml/face} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_s ; A_{min} ; A_{RPA}) = 15,03 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$\text{En zone courante : } St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$$

E. Armature horizontale :

$$A_h = \frac{\tau_u^{adm} \cdot a \cdot St}{f_e}$$

avec : $\bar{\tau}_u = \tau_{u \text{ adm}} = 1,4 \tau_u$

$$A_h = \frac{1,52 \times 1,4 \times 20 \times 30}{500} = 1,20 \text{ cm}^2$$

F. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de bétonnage.

$$A_{vj} = 1.1 \cdot (T/f_e), \text{ et } T = 1.4 V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

$$V_u = 492 \text{ K} \rightarrow A_{vj} = 1.1 \cdot 1.4 \cdot 492 / 500 = 1.52 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

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.45 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 1

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ($\gamma_b = 1,15$, $\gamma_s = 1$) ; Béton: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; Armatures: $F_e = 500 \text{ MPa}$																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	Cas	LT	LC	P_{LT}	P_{LC}	A_{ST}	A_{SC}	$A_{ST,25cm}$	$A_{SC,25cm}$	$A_{S\text{MAX}}$	$A_{S\text{MAX},25cm}$
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
P1X	Story1	0,8G+EX	Bot	-455,1	1705,6	2,65	0,20	6,43	-8,15	SPC	1,17	1,48	751,3	-1206,4	15,03	13,45	5,74	3,60	15,03	5,74

Tableau V.46 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 2

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ($\gamma_b = 1,15$, $\gamma_s = 1$) ; Béton: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; Armatures: $F_e = 500 \text{ MPa}$																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	σ_{max}	σ_{min}	Cas	LT	LC	P_{LT}	P_{LC}	A_{ST}	A_{SC}	$A_{ST,22cm}$	$A_{SC,22cm}$	A_{SMAX}	$A_{SMAX,22cm}$
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
P2X	Story1	0,8G+EX	Bot	-273,6	918,8	2,19	0,20	5,12	-6,37	SPC	0,98	1,21	499,9	-773,5	10,00	11,31	4,00	3,36	11,31	4,00

Tableau V.47 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 3

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ($\gamma_b = 1,15$, $\gamma_s = 1$) ; Béton: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; Armatures: $F_e = 500 \text{ MPa}$																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P	M3	L	Ep	σ_{max}	σ_{min}	Cas	LT	LC	P _{LT}	P _{LC}	A _{ST}	A _{SC}	A _{ST,15cm}	A _{SC,15cm}	A _{SMAX}	A _{SMAX,15cm}
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
P3X	Story1	0,8G+EX	Bot	-454,0	400,9	1,50	0,20	3,83	-6,86	SPC	0,54	0,96	206,1	-660,0	4,12	9,30	1,98	2,80	9,30	2,80

Tableau V.48 : 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	σ_{max}	σ_{min}	Cas	LT	LC	P _{LT}	P _{LC}	A _{ST}	A _{SC}	A _{ST,17cm}	A _{SC,17cm}	A _{S MAX}	A _{S MAX,17cm}
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
P4X	Story1	0,8G+EX	Bot	-31,6	1250,2	1,70	0,20	12,88	-13,07	SPC	0,84	0,86	1087,3	-1119,0	21,75	8,45	7,88	2,96	21,75	7,88

Tableau V.49 : 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	σ_{max}	σ_{min}	Cas	LT	LC	P _{LT}	P _{LC}	A _{ST}	A _{SC}	A _{ST,10cm}	A _{SC,10cm}	A _S MAX	A _S MAX,10cm
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
P10x	Story1	0,8G+EX	Bot	372,6	171,5	1,00	0,20	7,01	-3,28	SPC	0,68	0,32	477,3	-104,7	9,55	4,15	<u>2,60</u>	2,40	9,55	2,60

Tableau V.50 : 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	σ_{max}	σ_{min}	Cas	LT	LC	P _{LT}	P _{LC}	A _{ST}	A _{SC}	A _{ST,20cm}	A _{SC,20cm}	A _{S MAX}	A _{S MAX,20cm}
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
P7Y	Story1	0,8G+EY	Bot	166,6	1102,2	2,00	0,20	8,68	-7,85	SPC	1,05	0,95	912,1	-745,5	18,24	9,20	<u>6,29</u>	3,20	18,24	6,29

Tableau V.51 : 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 [kN]	M3 [kNm]	L [m]	Ep [m]	σ_{max} [MPa]	σ_{min} [MPa]	Cas	LT [m]	LC [m]	P _{LT} [kN]	P _{LC} [kN]	A _{ST} [cm²]	A _{SC} [cm²]	A _{ST,18cm} [cm²]	A _{SC,18cm} [cm²]	A _{S MAX} [cm²]	A _{S MAX,18cm} [cm²]
P8Y	Story1	0,8G+EY	Bot	306,7	643,1	1,78	0,20	6,99	-5,26	SPC	1,01	0,76	707,7	-400,9	14,15	7,70	<u>4,58</u>	3,04	14,15	4,58

Tableau V.52 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 8

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	σ_{max}	σ_{min}	Cas	LT	LC	P _{LT}	P _{LC}	A _{ST}	A _{SC}	A _{ST,20cm}	A _{SC,20cm}	A _{S MAX}	A _{S MAX,20cm}
				[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
P9Y	Story1	0,8G+EY	Bot	739,3	877,7	2,00	0,20	8,43	-4,73	SPC	1,28	0,72	1079,8	-340,5	21,60	7,35	6,22	3,20	21,60	6,22

Tableau V.53 : Tableau d'armatures Longitudinales Voiles 9

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMALES																				
Situation Accidentelle ($\gamma_s = 1,15$, $\gamma_s = 1$) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: $F_e = 500$ MPa																				
Voile	Niv	Combi	Loc	P [kN]	M3 [kNm]	L [m]	Ep [m]	σ_{max} [MPa]	σ_{min} [MPa]	Cas	LT [m]	LC [m]	P _{LT} [kN]	P _{LC} [kN]	A _{ST} [cm²]	A _{SC} [cm²]	A _{ST,20cm} [cm²]	A _{SC,20cm} [cm²]	A _{SMAX} [cm²]	A _{SMAX,20cm} [cm²]
PW94	Story1	0,8G+EY	Bot	-191,0	1261,2	2,10	0,20	8,12	-9,03	SPC	0,99	1,11	807,9	-998,9	16,16	10,45	<u>5,85</u>	3,20	16,16	5,85

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_{LT} : Effort de Traction équivalent sur LT

P_{LC} : Effort de Compression équivalent sur LC

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$: Contrainte max et min sur les extrémités

SEC : Section Entièrement Comprimée

SPC : Section Partiellement Comprimée

SET : Section Entièrement Tendue

$$A_{ST} : \text{Max}(\text{Calcul Armatures Longitudinales sur LT}, A_{min} \text{ sur LT})$$
$$A_{SC} : \text{Max}(\text{Calcul Armatures Longitudinales sur LC}, A_{min} \text{ sur LC})$$

$A_{S\text{MAX}}$: Maximum des Sections d'Armatures en Zones Tendue et Comprimée

$A_{ST,extr\acute{e}mit\acute{e}}$: Max(Calcul Armatures sur l'extrémité tendue, A_{min} sur l'extrémité tendue)

$A_{sc,extrémité}$: Max(Calcul Armatures sur l'extrémité comprimée, A_{min} sur l'extrémité comprimée)

$A_{S\text{MAX,extrémité}}$: 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)**

- $\tau b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 622,9 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 2,65} = 1,828 \text{ MPa}$

- $\overline{\tau u} = 0,2 \times f_{c28} = 6 \text{ MPa}$

- $\tau < \overline{\tau_u}$

$$\tau b = 1,828 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau u = \text{Min} (0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa} , \text{ Selon le (C.B.A.93) }$$

Tableau V.45 : Tableaux des Armatures Transversales

RECAPITULATIF - VOILES / ARMATURES TRANSVERSALES MAXIMALES Situation Accidentelle ($\gamma_b = 1,15$, $\gamma_s = 1$) ; Béton: $f_{c28} = 30$ MPa ; Armatures: $F_e = 500$ MPa									
Voile	Niv	Combi	Loc	V2 [kN]	L [m]	Ep [m]	τ_b [MPa]	$\tau_{blimite}$ [MPa]	At [cm ²] e=15cm
P10x	Story1	G+Q+EX	Bot	-112,2	1,00	0,20	0,87	6,0	0,37
P1X	Story2	G+Q+EX	Bot	-622,9	2,65	0,20	1,83	6,0	0,78
P2X	Story1	G+Q+EX	Top	361,1	2,19	0,20	1,28	6,0	0,55
P3X	Story1	G+Q+EX	Top	203,8	1,50	0,20	1,06	6,0	0,45
P4X	Story1	G+Q+EX	Top	530,7	1,70	0,20	2,43	6,0	1,04
P7Y	Story1	G+Q+EY	Top	443,8	2,00	0,20	1,73	6,0	0,74
P8Y	Story1	G+Q+EY	Bot	-244,3	1,78	0,20	1,07	6,0	0,46
P9Y	Story1	G+Q+EY	Bot	302,8	2,00	0,20	1,18	6,0	0,50
PW94	Story2	G+Q+EY	Bot	-639,3	2,10	0,20	2,37	6,0	1,01

Abréviations :

L : Longueur du voile

V2 : Effort Tranchant

Ep : Epaisseur du voile

 τ_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.4.13 . Schéma de Ferraillages des voiles :

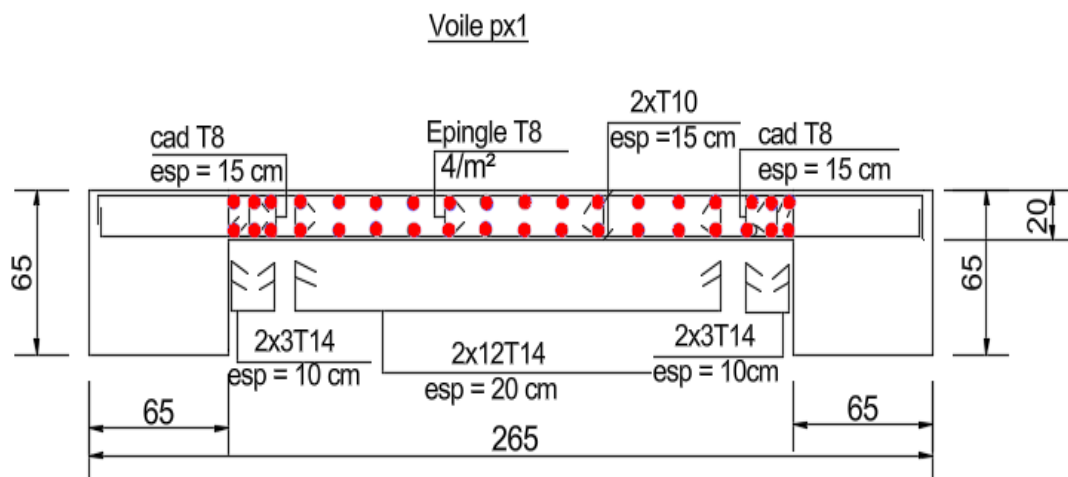


Figure V.15 : Ferraillage de voile 1

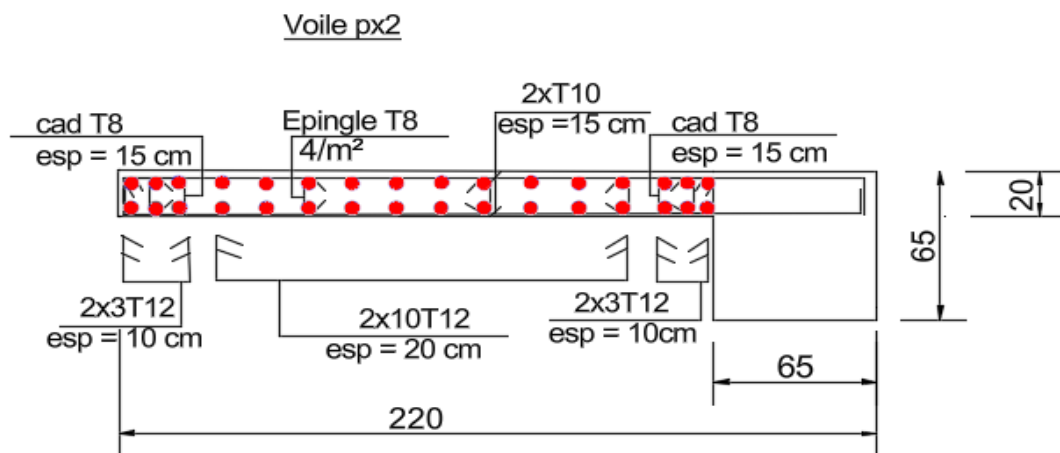


Figure V 16 : Ferraillage de voile 2

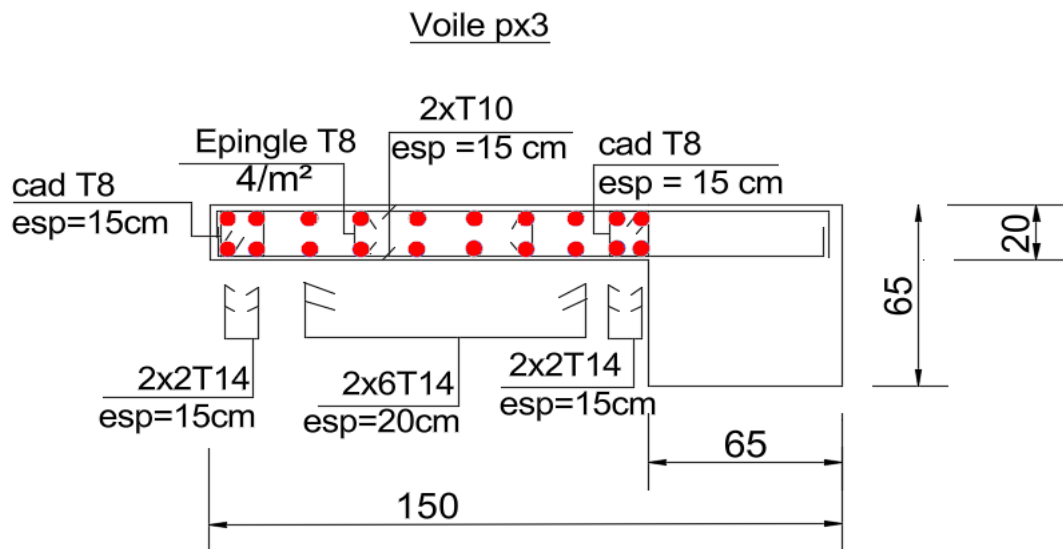


Figure V.17 : Ferraillage de voile 3

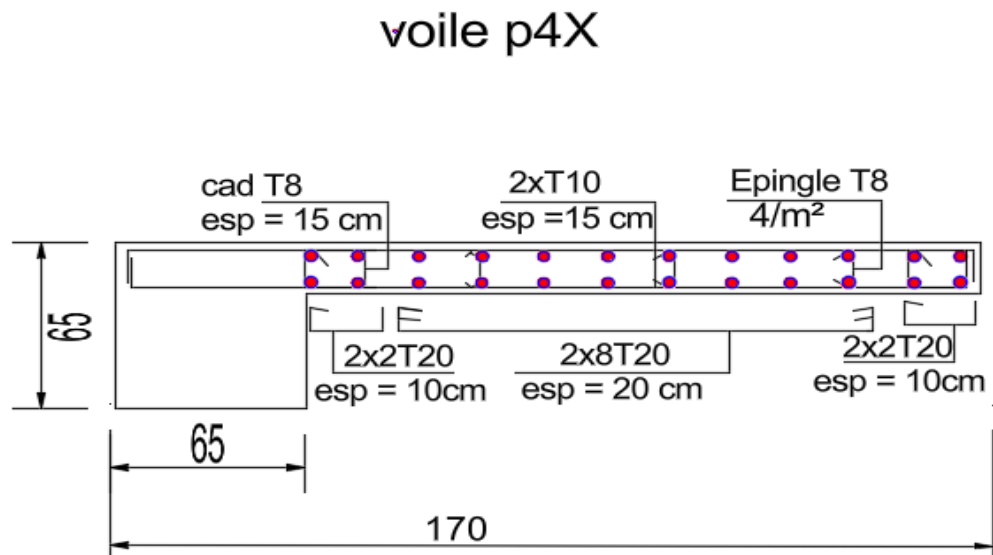


Figure V 18 : Ferraillage de voile 4

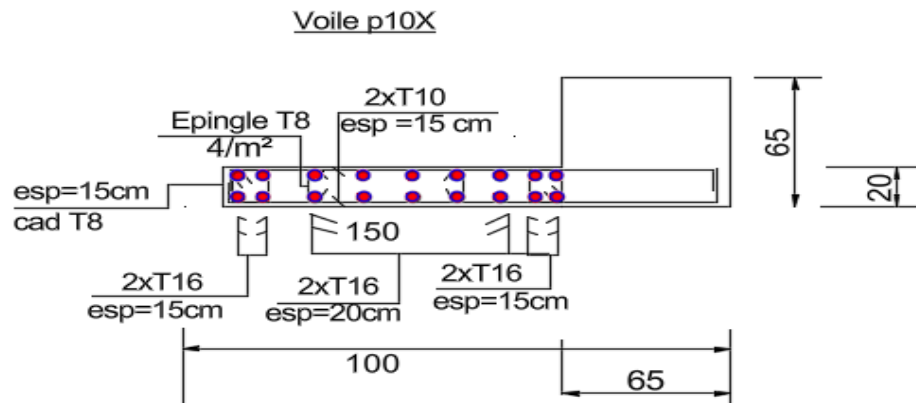


Figure V.19 : Ferraillage de voile 5

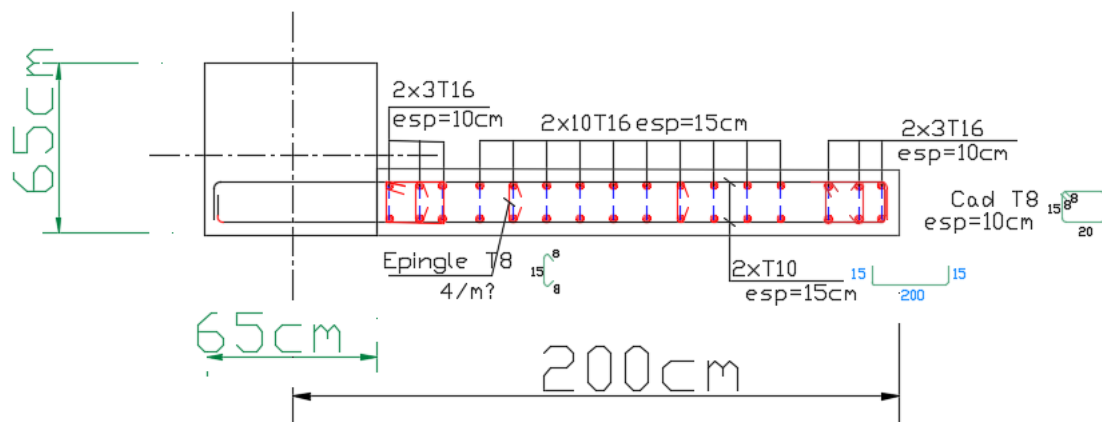


Figure V 20 : Ferraillage de voile 6

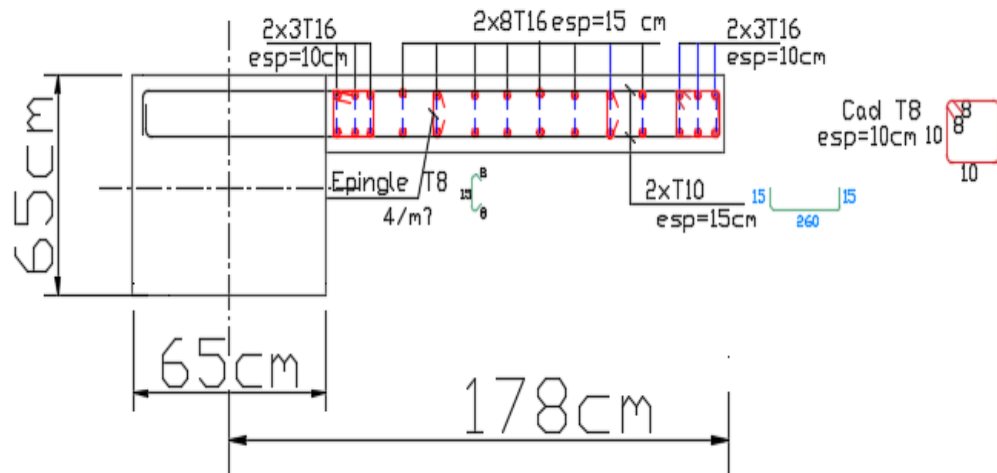


Figure V.21 : Ferrailage de voile 7

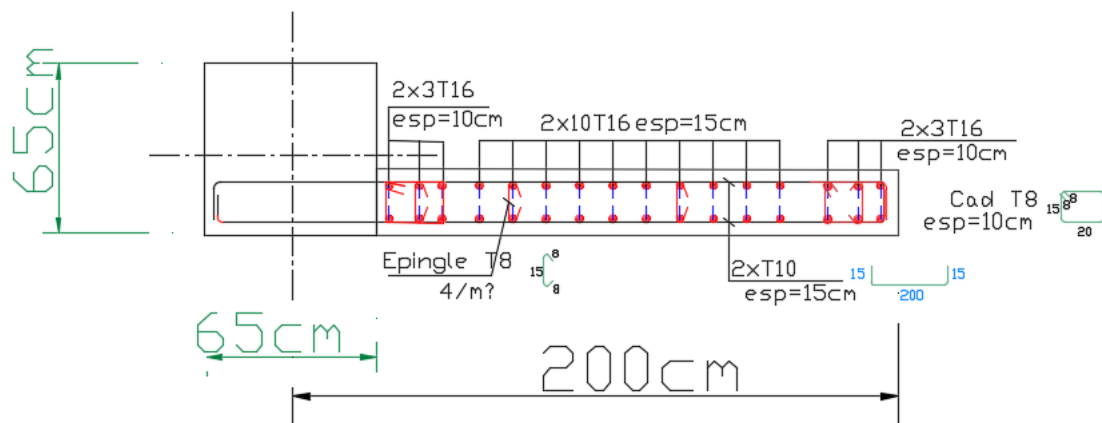


Figure V.22 : Ferrailage de voile 8

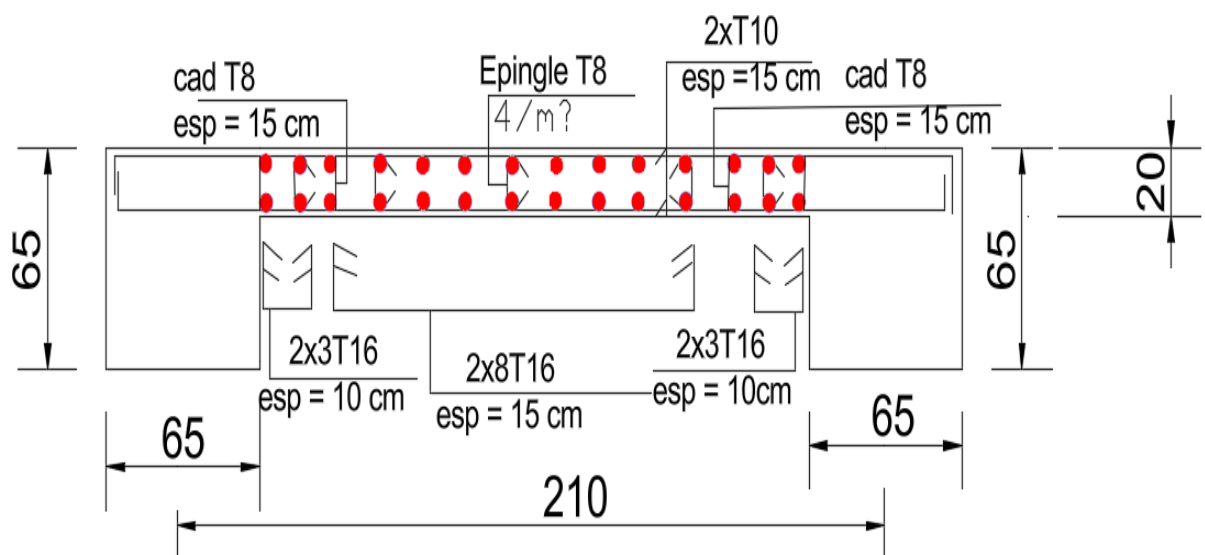


Figure V.23 : Ferrailage de voile 9

Chapitre VI

Les fondations

VI Les Fondations

VI.1.Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VI.1.1.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.1.2.Choix du type de fondation :

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.

VI.1.3. Calcul des fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 0,2 MPa , Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

Si la surface nécessitée par les fondations est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment, on peut choisir des semelles filantes :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{totale}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{nec} < 50\% S_b$$

S_{nec} : La surface totale des semelles.

S_b : La surface du bâtiment.

$$S_{nec} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{total} = 1,1N_G + N_Q$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant (ETABS) :

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN
1,1G+Q	Combination				0	0,0003	67441,0054

Donc : $N_{total} = 67441,0054 \text{ KN}$

D'après les résultats de **rapport Géotechnique** :

VIII CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le projet de réalisation des Logements promotionnels en R+6 avec deux sous-sol a fait l'objet d'une étude de géotechnique qui a consisté en la réalisation de deux (02) sondages carottés de 15.0 m de profondeur chacun, avec prélèvement d'échantillons pour essais de laboratoire ; **Quinze (15)** essais au pénétromètre dynamique ainsi que qu'une série d'essais de laboratoire de type physique, mécaniques et chimiques.

Au vu des résultats des essais laboratoires en particulier les essais œdométrique ont révélé un sol gonflant avec un coefficient de gonflement $C_g \approx 8.00 \%$.

De ce fait et pour éviter tout risque de tassements différentiel, les fondations seront de type Radier Général ancré à partir de 5,70m de profondeur avec une contrainte admissible de

$$\Rightarrow Q_{\text{Admissible}} = 2,5 \text{ bars.}$$

RECOMMANDATIONS :

- Vu le caractère gonflant de ces sols ainsi que leurs plasticités élevées, de prendre les dispositions nécessaires
- Procéder immédiatement après l'ouverture des fonds des fouilles au coulage du béton de propreté ;
- Réaliser un drainage périphérique pour éviter tout apport d'eau au niveau de l'assiette des fonds des fouilles ;
- Blindage immédiat des fonds de fouilles pour éviter le remaniement, les éboulements et les soulèvements des fonds de fouilles (sol gonflant qui a tendance à se décompresser) dommageables pour les ouvrages à construire et pour abriter les ouvriers ;
- Enlèvement ou éloignement de toute végétation de grande consommation d'eau et l'origine de ;
- L'analyse chimique a révélé la contenance des sulfates dans les sols analysés, l'utilisation des **ciments résistants aux sulfates** s'avère indispensable, surtout pour les travaux d'infrastructures ;
- Un contrôle visuel de la nature des couches sous-jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales qui seront purgées et remplacées par le gros béton.

Donc : $\overline{\sigma_{sol}} = 2,50 \text{ bar}$

$$S_{nec} = \frac{67441,0054}{250}$$

$$S_{nec} = 269,76 \text{ m}^2$$

On calcul la surface de bâtiment on utilise logiciel **AUTOCAD** on trouve :

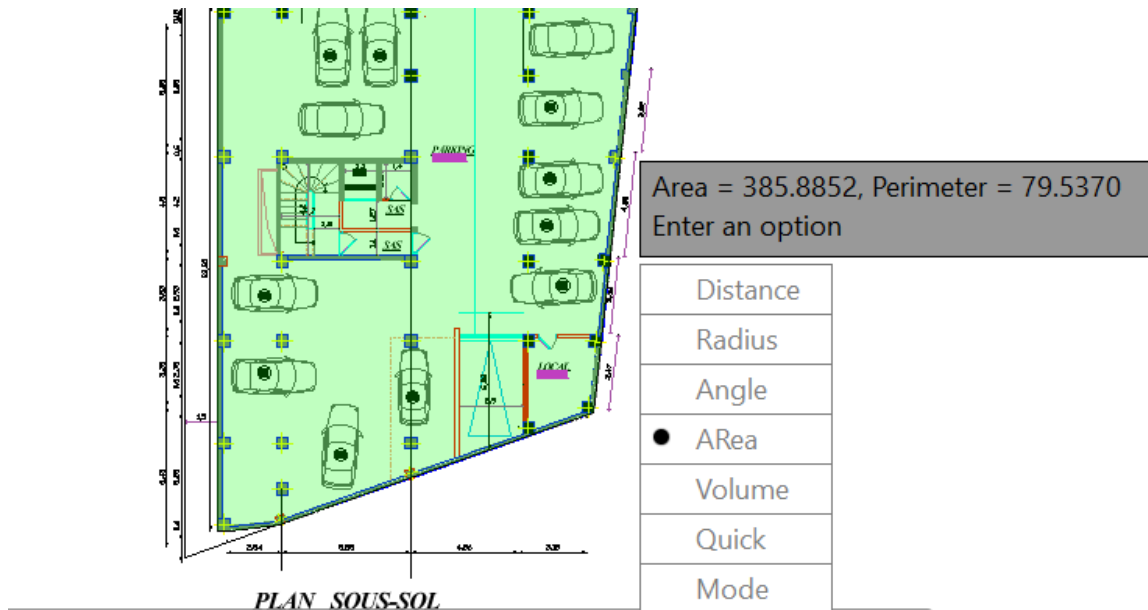


Figure VI.1 : la surface de bâtiment

Surface totale du zone R+10:

$$S_{surface\ batimen} = 385,8852$$

$$\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{270}{385,8852} \times 100 = 70 \%$$

Donc on a :

$$\frac{S_{nec}}{S_b} > 50\%$$

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.

VI.2. Radier Général :

VI.2.1. Pré dimensionnement du radier :

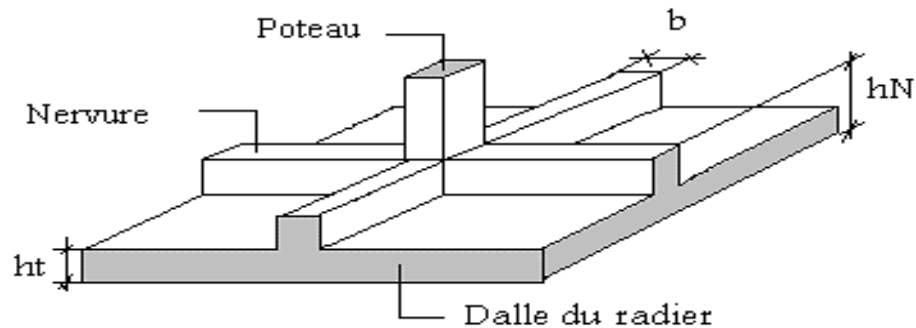


Figure VI.2 : Radier général nervuré

Le radier sera un radier renversées muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

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.2.2. Surface du radier :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Pour : $N_{\text{Ser}} = 62088,299 \text{ KN}$ (Obtenu à partir du ETABS).

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,50 \text{ bars}$$

Donc :

$$S_{\text{nec}} = 248,35 \text{ m}^2 < S_b = 385,882 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de $385,882 \text{ m}^2$

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**.

VI.2.3. Epaisseur de la Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

- **Condition forfaitaire**

La dalle doit répondre à la condition suivante :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{475}{585} = 0,81 > 0.4$$

La dalle est continue et $\alpha > 0.4 \rightarrow h_{\text{radier}} \geq \frac{L_x}{20}$

C'est-à-dire $h_d > 585/20 = 29,25 \text{ cm}$.

L_{max} = entre axes maximal des poteaux perpendiculaires aux nervures.

Choix : On retient une épaisseur de $h_1 = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\begin{smallmatrix} 0,1 \\ 4 \end{smallmatrix} f_{c28}\right) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

- $T_u = \frac{q \times L}{2}$
- $q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$

$$N_u = 85103,3886 \text{ KN}$$

Donc on a :

- $L = 5.85m$
- $b_{sf} = 3,00 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} \rightarrow h_2 \geq \frac{85103,3886 \times 5850 \times 10^3 \times 1ml}{2 \times 385,882 \times 3 \times 10^6} = 21,73 \text{ cm}$$

$$h_2 = 30 \text{ cm}$$

Le choix :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = \max(30; 40) = 40 \text{ cm}$$

VI.2.4. Dimensionnement des nervures :

a. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

- La hauteur de nervure

Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5$ [kg/cm³]..... pour un très mauvais sol.
- $K=4$ [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm³]..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 2 \cdot 10^4$ MPa

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1$ m).

I : Inertie de la section en T transversale du radier pour une bande de 1m

$$h_{n_2} \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \left(\frac{2L_{max}}{\pi} \right)^4}$$

$$h_{n_2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04}{2 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5850}{\pi} \right)^4} = 104,89 \text{ cm}$$

L : distance maximale entre deux poteaux : 5,85m

$$h_{n_2} \geq 1,05 \text{ m}$$

On prend $h_{n_2} = 125 \text{ cm}$

Les dimension de la nervures pour les deux sens (X-X) et (Y-Y) $\begin{cases} h_{n_2} = 125 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$

VI.3.Ferraillage 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 rapporter aux méthodes données par le **CBA 93**.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie

Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

Moment en travée :

$$M_{t_x} = 0,85 M_x$$

$$M_{t_y} = 0,85 M_y$$

Moment sur appuis :

$$M_{a_x} = M_{a_y} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).}$$

$$M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5 M_x \text{ (autre appui).}$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{t_x} = 0,75 M_x$$

$$M_{t_y} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis : $M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5 M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

VI.3.1. Valeur de la pression sous radier :

$$\sigma_{\text{sol}G} = \frac{1,1G}{S_{\text{bat}}} = \frac{1,1 \times 53527,065}{386} = 152,54 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{\text{sol}Q} = \frac{Q}{S_{\text{bat}}} = \frac{8561,2341}{386} = 22,18 \text{ kN/m}$$

- ELU:

$$\sigma_{sol}EUL = 1,35\sigma_{sol}G + 1,5\sigma_{sol}Q = 239,2 \text{ kN/m}$$

- ELS:

$$\sigma_{sol}ELS = \sigma_{sol}G + \sigma_{sol}Q = 174,72 \text{ kN/m}$$

- Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU ($v=0$) :

On a le rapport des panneaux

$$0,4 \leq \frac{4,75}{5,85} = 0,81 \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI . 1 . Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$q_u(\text{kN}/\text{m})$	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	4,75	5,85	0,81	0.055	0,6135	239,2	296,83	222,62	182,10	136,57	148,42

- Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	4,75	5,85	0,81	0,0617	0,7246	174,72	243,22	182,415	176,24	132,18	121,61

VI.3.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voir annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}= \text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

Tableau VI.3 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	<i>Sens</i>	<i>M_u</i> (kNm)	<i>μ</i>	<i>A</i>	<i>Z</i> (cm)	<i>A_s^{cal}</i> (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp}</i> (cm ²)	<i>S_t</i> (cm)
Travée	x-x	222,62	0,101	0.133	34,08	15,025	8T16	16,08	15
	y-y	136,57	0,062	0.080	34,84	9,014	6T16	12,06	20
Appuie	x-x	148,42	0,067	0,087	34,74	9,82	5T16	10,05	20
	y-y	148,42	0,067	0,087	34,74	9,82	5T16	10,05	20

$$\% A_s = \frac{A_{tx}}{100xh} = \frac{16,08}{100x40} = 4,02\%$$

Remarque

C'est une pourcentage élevé pour radier de 40 cm il faut augmenter l'épaisseur de radier a 70 cm .

VI.3.3. Calcul du ferrailage de radiée âpres augmentations d'épaisseur :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voir annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}= \text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=250\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=70\text{cm}$
 $d=0,9h=63\text{cm}$

Tableau VI.4: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	222,62	0,033	0.042	61,94	8,266	5T16	10,05	20
	y-y	136,57	0,020	0.026	62,35	5,037	5T16	10,05	20
Appuie	x-x	148,42	0,022	0,028	62,30	5,479	5T14	7,70	20
	y-y	148,42	0,022	0,028	62,30	5,479	5T14	7,70	20

- **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **En Travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié} \quad esp=20\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45\text{cm}}\right) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié} \quad esp=20\text{cm}$$

- **En Appuis :**

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié} \quad esp=20\text{cm}$$

✓ **Vérifications nécessaires :**

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Σs (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	182,415	10,05	12,35	449525,81	5,02	18	308,26	250	Non vérifie
	y-y	132,18	10,05	12,35	449525,81	3,63	18	223,37	250	Non Vérifier
Appuis	x-x	121,61	7,70	10,96	356677,07	3,73	18	266,12	250	Non Vérifier
	y-y	121,61	7,70	10,96	356677,07	3,73	18	266,12	250	Non Vérifier

Les contraintes n'étant pas vérifiées, nous avons augmenté le nombre des aciers

Tableau VI. 6 : Redimensionnement des armatures

	Sens	$A_{scal}(cm^2)$	Choix	$A_{sadb}(cm^2)$	S_t
Travée	x-x	8,266	7T16	14,07	20
	y-y	5,037	7T16	14,07	20
Appui	x-x	5,479	5T16	10,05	20

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Σs (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	182,415	14,07	14,33	598016,99	4,37	18	222,67	250	Vérifie
	y-y	132,18	14,07	14,33	598016,99	3,17	18	161,35	250	Vérifier
Appuis	x-x	121,61	10,05	12,35	449525,81	3,34	18	205,51	250	Vérifier
	y-y	121,61	10,05	12,35	449525,81	3,34	18	205,51	250	Vérifier

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 m².

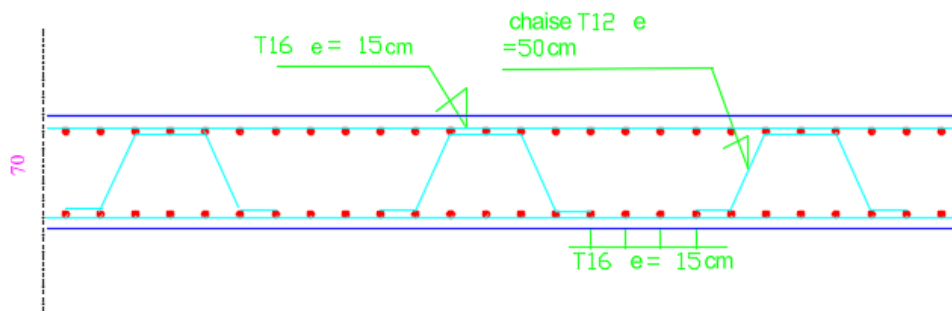


Figure VI. 3 : Ferrailage de la dalle du radier sur travée

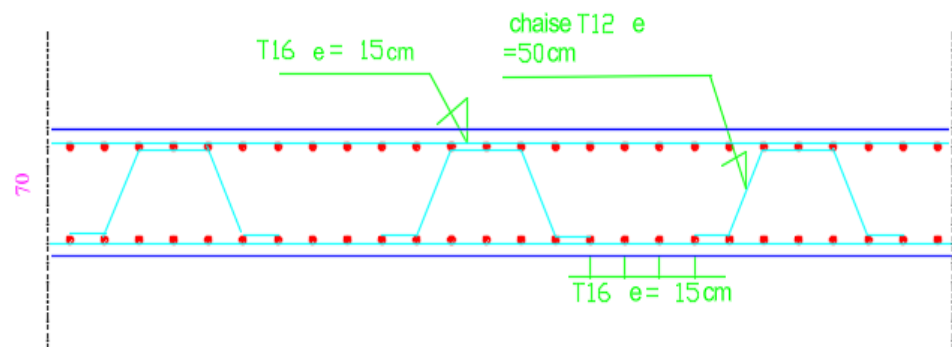


Figure VI. 4 : Ferrailage de la dalle du radier sur appui

VI.4. Ferrailage des nervures :

VI.4.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (C.B.A.93).

On a : $M_0 = q_{nervure} \frac{L_{max}^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,75M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

Très souvent... $b1 = b2$

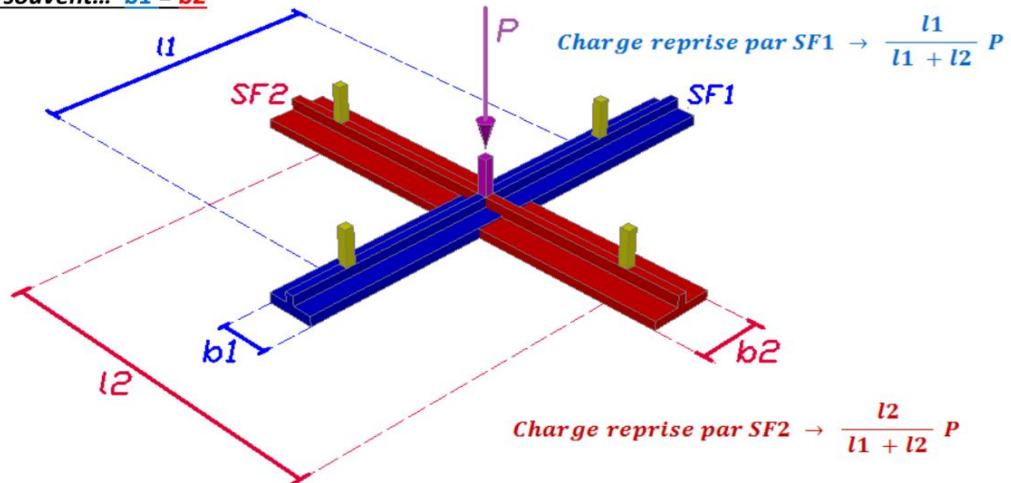


Figure VI.5 : coficient de charge poteaux intermédiaire

Cas $b1 = b2$

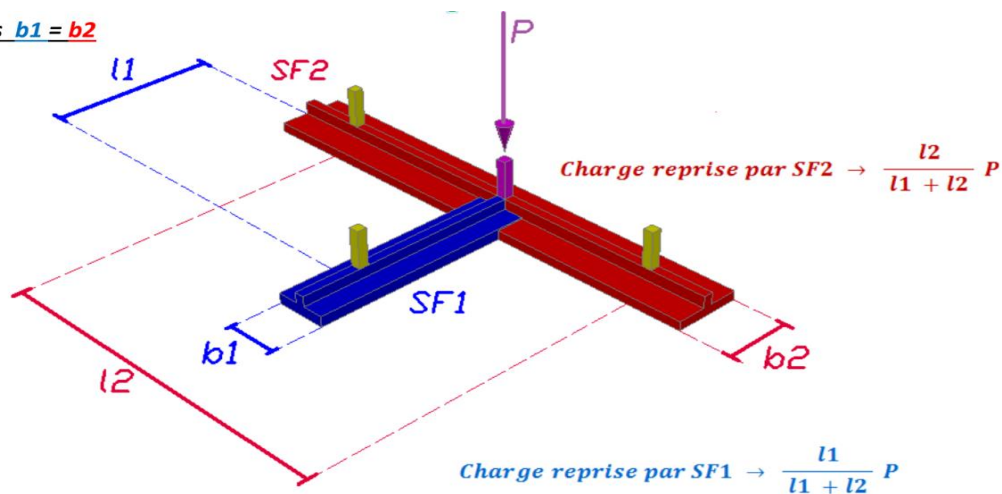


Figure VI.6 : coefficient de charge poteaux rive

$$qu = \frac{1,35G + 1,5Q}{L}$$

- $G(SF1) = 1,1 \times G \times CF$
- $Q(SF1) = Q \times CF$

- **Sense X X :**

Tableau VI . 8 : coefficient de charge et les charge suivent X-X

X-X	B-5	C-5	D-5	E-5	F-5
ELU	2096,88	3186,03	4800,76	3186,20	2933,9
ELS	1526,96	2322,44	3503,72	2325,68	2155,87
Coefficion de charge	0,240	0,503	0,572	0,512	0,292

$$q_U = \frac{7339,89}{18,35} = 400 \text{ Kn/ m}$$

$$q_{ser} = \frac{5359,04}{18,35} = 292,04 \text{ Kn/ m}$$

- **Sense Y Y, :**

Tableau VI . 9 : coefficient de charge et les charge suivent Y-Y

Y-Y	D-8	D-7	D-6	D-5	D-4	D-3
ELU	2403,36	3312 ,25	4083,85	4800,76	4149,95	2874,27
ELS	1754,9	2418,06	2977,68	3508,72	3025,55	2099,82
Coefficient de charge	0,206	0,370	0,429	0,427	0,424	0,292

$$q_U = \frac{8121,38}{21,32} = 380,92 \text{ Kn/ m}$$

$$Q_{ser} = \frac{5927,82}{21,32} = 278,04 \text{ Kn/ m}$$

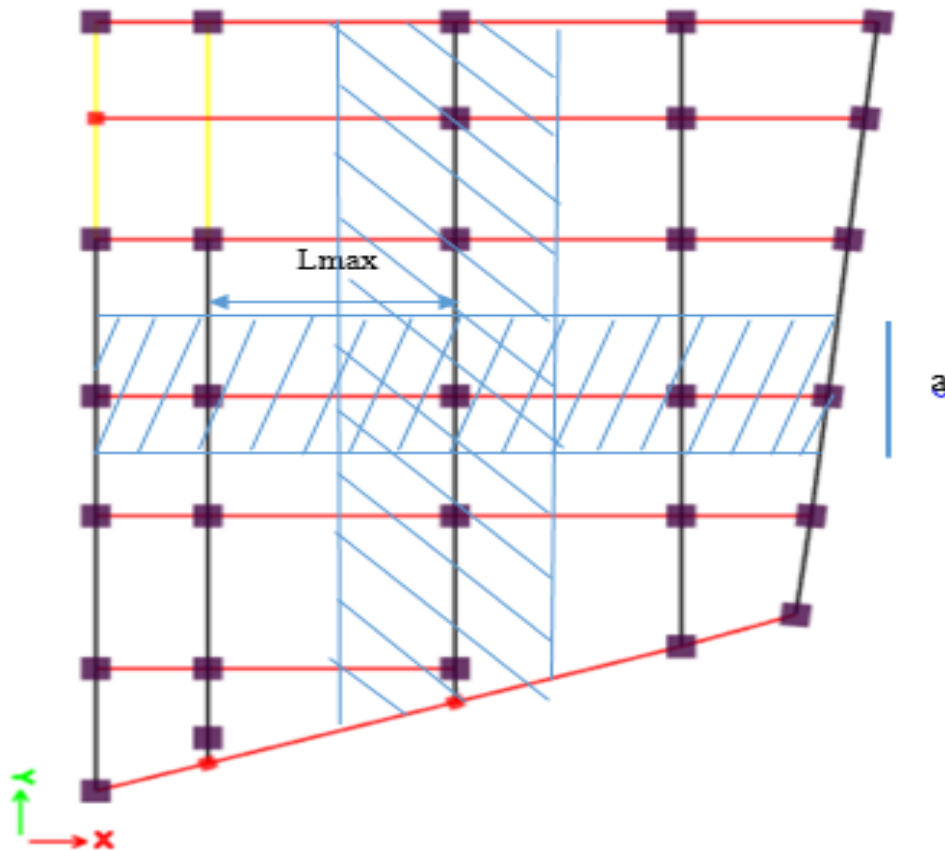


Figure VI .7-: le panneaux la plus sollicité suivant X-X et Y-Y

VI.4.2. Calcul des armatures :

$b=50\text{cm}$; $h=125\text{cm}$; $d=112,5\text{cm}$

- Sens (x-x) :

$L=5,15\text{m}$; $P= 400 \text{ kN/ml}$

$$M_0 = \frac{400 \times 5,15^2}{8} = 1326,1 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 997,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 663,05 \text{ KN.m}$$

Tableau VI . 10 : Ferrailage des nervures suivant x-x

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	997,59	0,093	0,122	107,01	21,44	6T20+4T16	22,87
Appuis	663,05	0,062	0,080	108,9	14,001	4T20+2T16	16,59

- Sens (y-y) :

$$L=4,05\text{m} ; P=380,92\text{kN/ml}$$

$$M_0 = \frac{380,92 \times 4,05^2}{8}$$

$$M_0 = 781\text{kNm}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 585,75 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 390,5 \text{ KN.m}$$

Tableau VI . 11 : Ferrailage des nervures suivant y-y

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	585,75	0,054	0,070	109,34	12,32	4T20	12,57
Appuis	390,5	0,036	0,046	110,40	8.134	4T20	12,57

VI.4.3. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min(t)}} = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 6,21\text{m}^2 < 20,61\text{cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS:

Vérification des contraintes à l'ELS :

- $L = 5,15 \text{ m} ; q_{\text{ser}} = 292,04 \text{ KN/ml} ; M_0 = \frac{292,04 \times 5,15^2}{8} = 968,20 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 968,20 = 726,15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 968,20 = 484,1 \text{ KN.m}$$

- $L = 4,05 \text{ m} ; q_{\text{ser}} = 278,04 \text{ KN/ml} ; M_0 = \frac{278,04 \times 4,05^2}{8} = 570,06 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 570,06 = 427,55 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,50 M_0 = 0,5 \times 570,06 = 285,03 \text{ KN.m}$$

Les données : $b = 50\text{cm} ; h = 125\text{cm} ; d = 94,5 \text{ cm}$

Tableau VI . 12 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Sens Porteur	Travée	726,15	22,87	33,02	2767110,6	8,66	18	312,84	250	NO vérifier
	Appuis	484,1	16,59	28,85	2141492,1	6,52	18	283,62	250	NO vérifier
Sens non Porteur	Travée	427,55	12,57	25,60	1703476,3	6,42	18	327,15	250	NO vérifier
	Appuis	285,03	12,57	25,60	1703476,3	4,28	18	318,10	250	NO vérifier

la contrainte n'est pas vérifié donc on augmente les épaisseur de nervure avec choix de ciment résistants aux sulfates pour le sole

VI.4.4. Calcul des armatures :

b=50cm ; h=145cm ; d=126cm

- Sens (x-x) :

L=5,15m; P= 400 kN/ml

$$M_0 = \frac{400 \times 5,15^2}{8} = 1326,1 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 997,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 663,05 \text{ KN.m}$$

Tableau VI . 13 : Ferrailage des nervures suivant x-x

	M _u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	997,59	0,074	0,096	121,15	18,23	8T20	25,13
Appuis	663,05	0,046	0,059	127,4	11.96	4T20+2T16	16,59

- Sens (y-y) :

L=4,05m ; P=341,87 kN/ml

$$M_0 = \frac{341,87 \times 4,05^2}{8}$$

$$M_0 = 781 \text{ kNm}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 585,75 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 390,5 \text{ KN.m}$$

Tableau VI . 14 : Ferrailage des nervures suivant y-y

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	585,75	0,040	0,052	127,8	10,54	4T20+2T16	16,59
Appuis	390,5	0,027	0,034	128,71	6.978	4T20	12,57

VI.4.5. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min(t)}} = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 6,21m^2 < 20,61cm^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS:

Vérification des contraintes à l'ELS :

- $L = 5,15 \text{ m}$; $q_{ser} = 292,04 \text{ KN/ml}$; $M_0 = \frac{292,04 \times 5,15^2}{8} = 968,20 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 968,20 = 726,15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 968,02 = 484,1 \text{ KN.m}$$

- $L = 4,05 \text{ m}$; $q_{ser} = 278,04 \text{ KN/ml}$; $M_0 = \frac{278,04 \times 4,05^2}{8} = 570,06 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 570,06 = 427,55 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,50 M_0 = 0,5 \times 570,06 = 285,03 \text{ KN.m}$$

Les données : $b = 50 \text{ cm}$; $h = 145 \text{ cm}$; $d = 103,5 \text{ cm}$

Tableau VI . 15: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens Porteur	Travée	726,15	25,13	37,45	4139142,4	6,57	18	244,84	250	vérifier
	Appuis	484,1	16,59	31,40	2959894,2	5,13	18	243,10	250	vérifier
Sens non Porteur	Travée	427,55	16,59	31,40	2959894,2	4,53	18	214,70	250	vérifier
	Appuis	285,03	12,57	27,82	2346772,9	3,37	18	187,05	250	vérifier

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{400 \times 5,15}{2} = 1030kN$$

$$\tau_u = \frac{1030 \times 10^3}{500 \times 1305} = 1,578MPa \leq \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Ferraillage transversal :**

- **Selon le règlement C.B.A.93 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,78MPa$$

- **Selon le règlement (RPA99 version 2003):**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19,2cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 72,5 cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6cm$$

$f_e=500MPa$; $\tau_u=0,689 MPa$; $f_{t28}=2,4MPa$; $b=50cm$; $d=130,5cm$

On trouve :

Tableau VI . 16 : Espacement des armatures transversales (nervure)

	Section (cm²)	Zone	S_t RPA99 (cm)	S_t choisit (cm)
Nervure Sens x-x	50 × 145	Courante	40	15
		Nodale	20	10
Nervure Sens y-y	50 × 145	Courante	40	15
		Nodale	20	10

Tableau VI . 17 : Choix des armatures transversales

	Section (cm²)	Zone	S_t (cm)	Ø_t	A_t calculée (cm²)	A_t choisit (cm²)	Choix des barres
Nervure Sens x-x	50 × 145	Courante	15	10	2,25	3,14	4T10
		Nodale	10		1,5	3,14	4T10
Nervure Sens y-y	50 × 145	Courante	15	10	2,25	3,14	4T10
		Nodale	10		1,5	3,14	4T10

• **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,5 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 2,51 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

VI.4.6. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courants on a 3cm^2 par mètre pour les armatures de peau

$$A_p = 3\text{ cm}^2/\text{m} \times 1,45 = 4,35\text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend $4\text{T}12 = 4,52\text{ cm}^2$

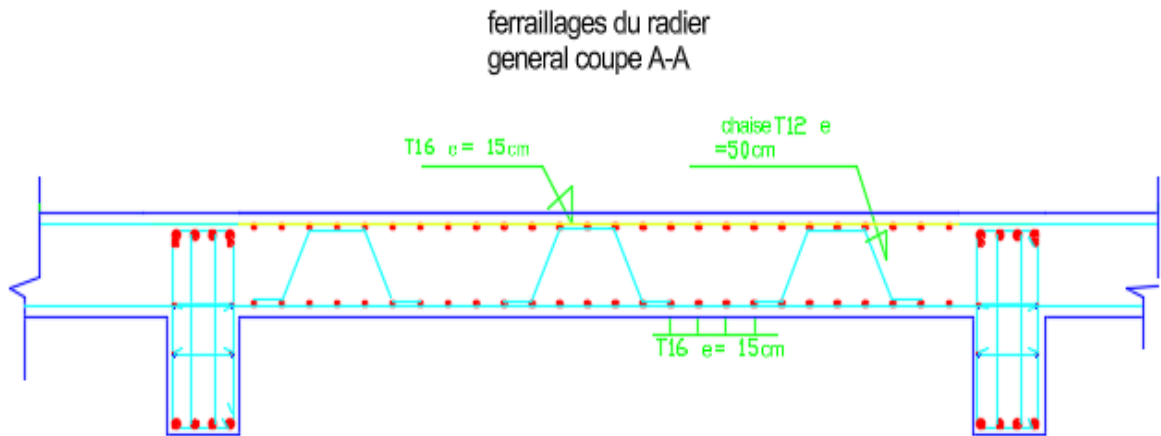


Figure VI .8: Schéma de ferraillage de la dalle du radier.

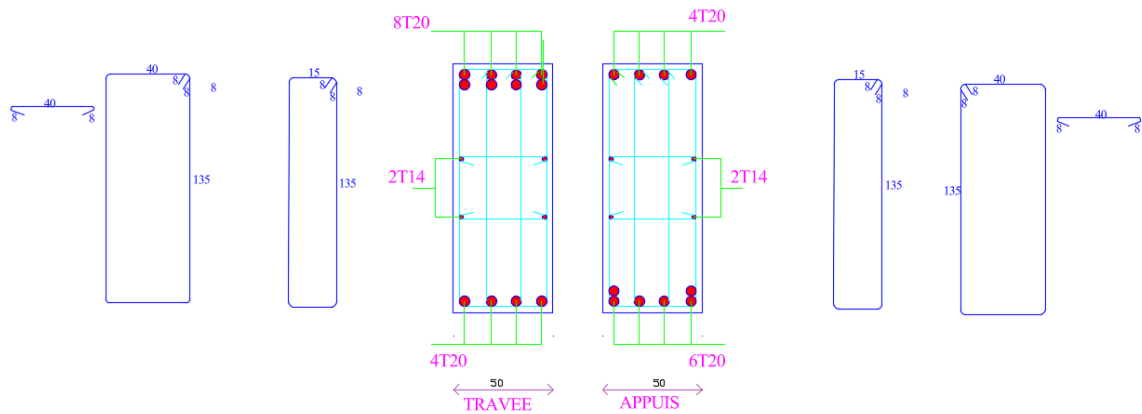


Figure VI .9: Schéma de ferraillage de la nervure sens (x-x)

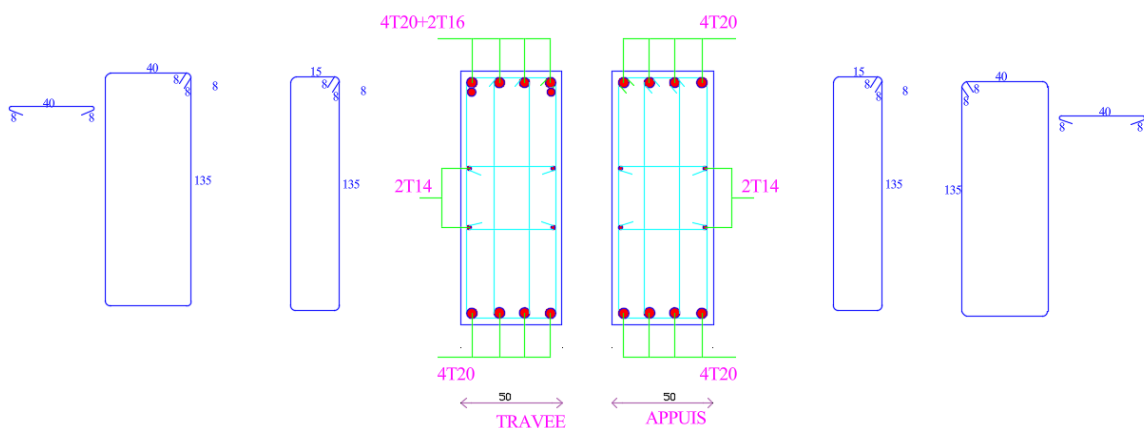


Figure VI .10: Schéma de ferraillage de la nervure sens (Y-Y)

VI.5. Vérifications Nécessaires :

VI.5.1. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

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 :

$$N_1 = 53527,0648 \text{ KN}$$

$$N_2 = 25 * 385,8852 * 0.60 + 25 \times 0,50 \times (1,45 - 0,60)N = 5798,90 \text{ KN}$$

$$N = 59325,964 \text{ kN}$$

- Sens x : $M_{0x} = 80216,234 \text{ KN.m}$

$$- V_{0x} = 2877.4109 \text{ KN}$$

$$- h = 6,17 \text{ m}$$

$$- B_x = 18.5 \text{ m}$$

$$M_R = 101083,67 \text{ KN.m}$$

- Sens y : $M_{0y} = 75280,735 \text{ KN.m}$

$$- V_{0y} = 2644.123 \text{ kN}$$

$$- h = 7,25 \text{ m}$$

$$- B_y = 23,07 \text{ m}$$

$$M_R = 94450,7 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

▪ **Suivant X-X :**

$$M_R = 101083,67 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{101083,67}{73239,905} = 1.70 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{18,5}{4} = 4,625 \dots \text{Vérifiée}$$

- Sens y : $M_R = 76273,67 \text{ KN.m}$

▪ Suivant Y-Y :

$$M_{0y} = 94450,7 \text{ KN.m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{94450,7}{73239,905} = 1,59 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{23,07}{4} = 5,767 \text{ m} \dots \text{vérifiée.}$$

VI.5.1.1. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1\text{m}$ (une bande de 1m de 5m longueur).

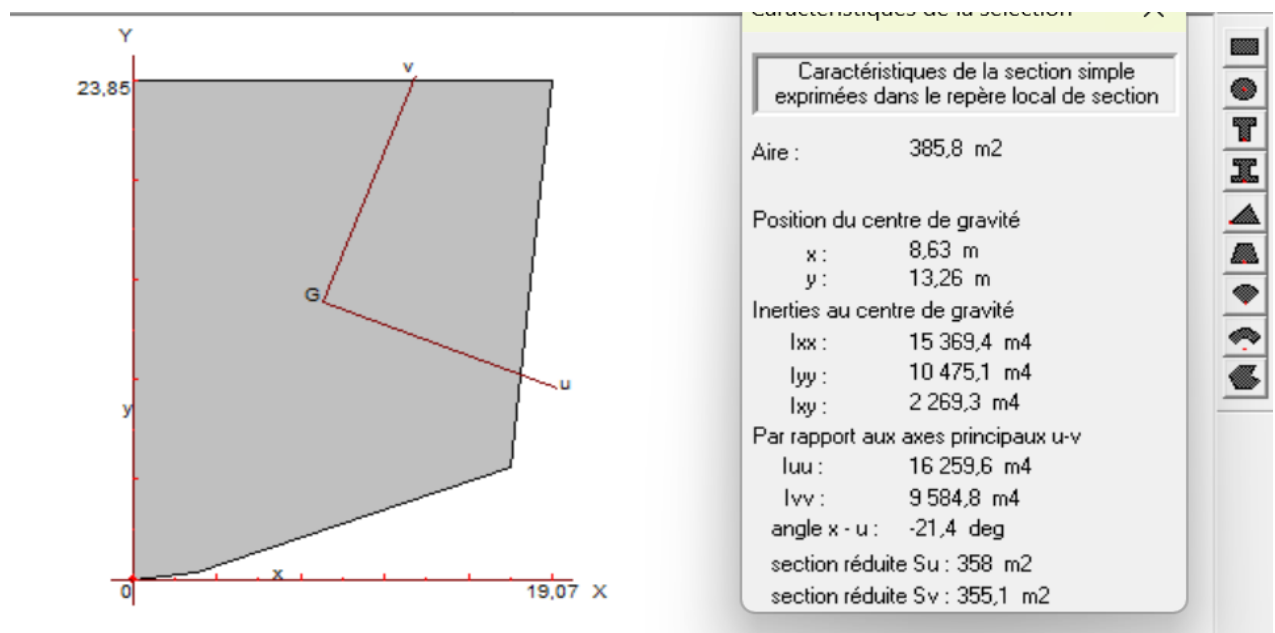
$$V_u = \frac{N_u}{S_T} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{92329,542}{386} \times \frac{5,85}{2} \times 1 = 699,64 \text{ KN}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sols).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{274,88}{1 \times 0,9 \times 1450} = 0,536 < 3,5 \text{ MPA} \dots \text{vérifiée}$$

VI.5.2. Caractéristiques géométriques du radier :

On calcule le centre de gravité et moment d'inertie de bâtiment on utilise logiciel SOCOTEC on trouve



• Position du centre de gravité :

$$x_g = 8,63 \text{ m}$$

$$y_g = 13,26 \text{ m}$$

• Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 15369,4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 10475,1 \text{ m}^4$$

VI.5.2.1. Calculs des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 2,50 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

- À l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{62088,2989}{385,885} = 160,898 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 160,898 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 219 \text{ KN/m}^2$$

- À l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

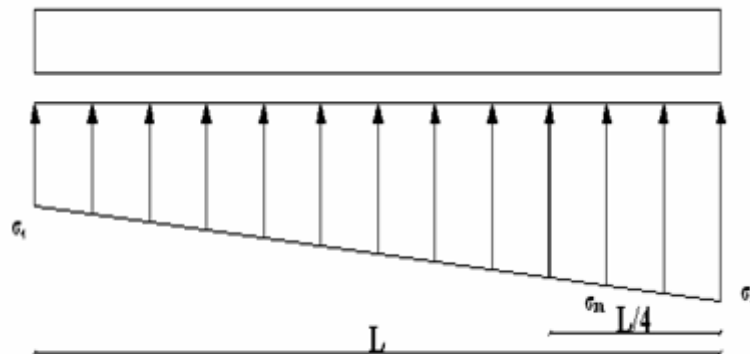


Figure VI .11: distribution des contraintes sous radier

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

• ELU

$N_u = N_u(\text{Structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervure}$.

$$N_u = 85103,3886 + 1,35 \times 5798,90 = 92931,90 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 97969,85 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 91595,05 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI . 18 : Vérification des contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	295,76	185,74	268,26
Sens y-y	356,70	124,80	298,72
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$ = 375 KN /m ²	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}}$ = 332,5

• ELS

$$N_{\text{ser}} = 67887,1981 \text{ kN}.$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI . 19 : Vérification des contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	230.884	120.86	203.37
Sens y-y	291.81	59.927	233,96
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$ = 328,5	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}}$ = 291,5

Contraintes sont vérifiées dans les deux sens (X-X), (Y-Y) donc pas de risque de soulèvement.

VI.6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

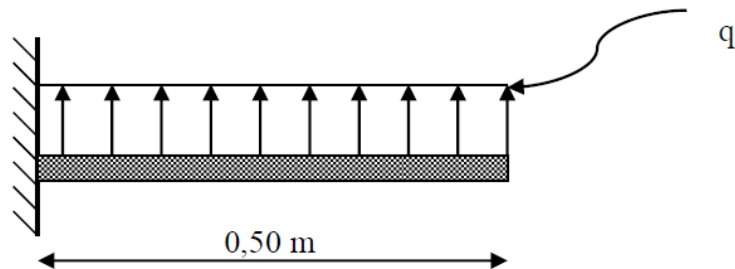


Figure VI .12 : Schéma statique du débord

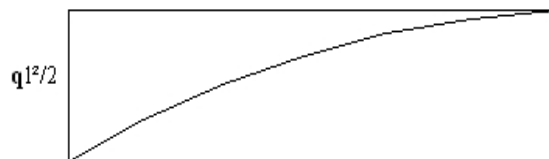


Figure VI .13: Diagramme des Moments

VI.6.1. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m,

$b = 100\text{cm}$, $h = 60\text{cm}$, $L = 50\text{ cm}$ $d = 54\text{ cm}$, $f_{c28} = 30\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$.

Calcul des efforts :

$$q_u = \frac{qu \times l^2}{2} = \frac{298,72 \times 0,5^2}{2} = 33,53 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = q_u \times L = 149,36 \text{ KN}$$

a. Calcul de Ferrailage :

Tableau VI . 20: calcul de ferrailage de débord

	M_u (kN.m)	M	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	A	Z (cm)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)
Travée	37,34	0,008	Oui	0	0,009	53,79	1,596

VI.6.1.1. . Vérifications :**✓ Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23(f_{t28}/f_e)b.d = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_s = 2.11 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 5.96 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend

$$A_s = A_{s \min} = 5.96 \text{ cm}^2.$$

Choix :

$$\text{Armatures longitudinales : } 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2.$$

✓ Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq \frac{6.16}{2} = 3.08 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = (\text{Min } 0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$T_u = q_u \times L = 298.72 \times 0.5 = 149.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{149,36 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.28 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{233,96 \times 0.5^2}{2} = 29,24 \text{ KN.m}$$

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier.**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \sigma_a^t < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau VI . 21 : vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	29.24	6.16	1,25	18	93,13	250	Non vérifiée

➤ **Remarque :**

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VI.7. Voile périphérique :

VI.7.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

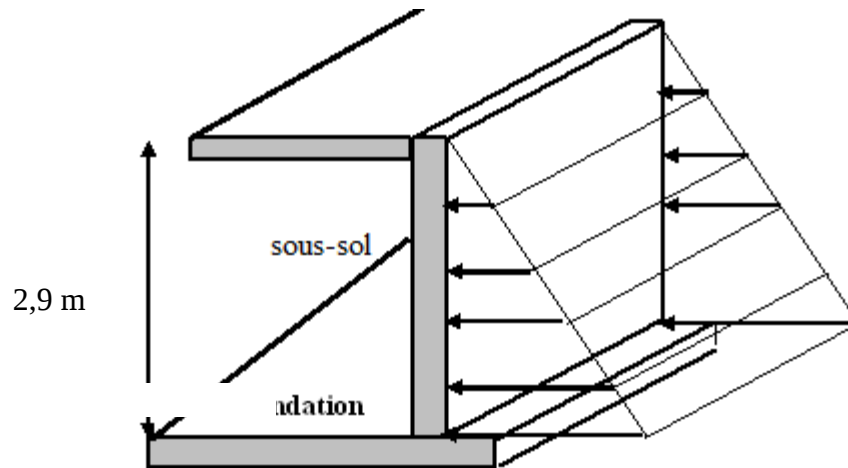


Figure VI .14: présentation des effort appliqué sur le voile périphérique

VI.7.1.1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.7.1.2. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_z = 2,9 - 0,5 = 2,4\text{m}$$

$$L_y = 6,15 - 0,4 = 5,75\text{m}$$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

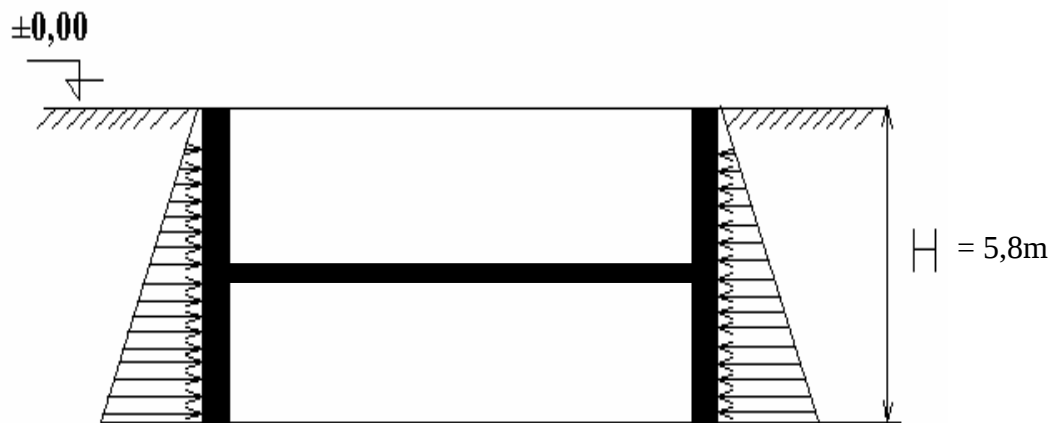


Figure VI .15: Présentation d'hauteur d'ancrage

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$).

h: Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 32^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.307$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 0,307 \times 20,5 \times 5,8 = 36.50 \text{ kN/ml}$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 0,307 \times 20,5 \times 2,9 = 18.25 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 18,25 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times 18,25 = 24,64 \text{ kN/ml}$$

- **Effort dans la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,4}{5,75} = 0,417 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\alpha = 0,586 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1008 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 20,88 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,22 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 15,66 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3,915 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 10,44 \text{ kNm}$$

VI.7.2. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,7\text{MPa}$; $\sigma_s=250\text{MPa}$; (organigramme I voir annexe)

Tableau VI .22 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	A	$Z(\text{cm})$	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15,66	0,0018	0	0,023	22,29	1,61	6T12	6,79	15
	y-y	3,915	0,005	0	0,006	22,44	0,401	6T10	4.71	15
Appuis	x-x	10,44	0,012	0	0,015	22,36	1.074	6T10	4.71	15
	y-y	10,44	0,012	0	0,015	22,36	1.074	6T10	4.71	15

- **Condition exigée par les RPA99/version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq \frac{0,1}{100} \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq \frac{0,1}{100} \times 15 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a :

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$h=e=25 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2,4}{5,75} \right) \frac{100 \times 25}{2}$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25$$

- **En travée :**

$$\begin{aligned} A_x &= 5,65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,58 \text{ cm}^2 \\ A_y &= 3,93 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \end{aligned} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$\begin{aligned} A_x &= 3,39 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,58 \text{ cm}^2 \\ A_y &= 3,93 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \end{aligned} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.3. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} ; T_u^{\max}(T_x; T_y)$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{24,64 \times 2,9 \times 6,15}{2 \times 2,9 + 6,15} = 36,77 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 23,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{64,4 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.4. Vérification à L'ELS :

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{\text{ser}} = 18,25 \text{ kN/ml}$$

$$\alpha = 0,47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1038 \\ \mu_y = 0,3402 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 15,93 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 5,42 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 11,95 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 4,06 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 7,96 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Tableau VI .23 : Vérification des contraintes à l'ELS

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	11,95	6,79	1,99	18	85,61	250	OK
	y-y	4,06	4.71	0,78	18	41,66	250	OK
Appuis	x-x	7,96	4.71	1,53	18	81,08	250	OK
	y-y	7,96	4.71	1,53	18	81,08	250	OK

VI.7.5. . Schéma Ferrailage du Voile Périphérique :

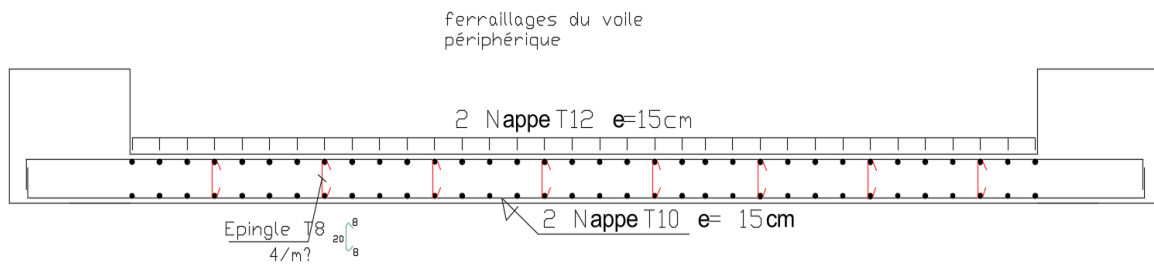


Figure VI .16 : Ferrailage de voiles périphérique sens z.z

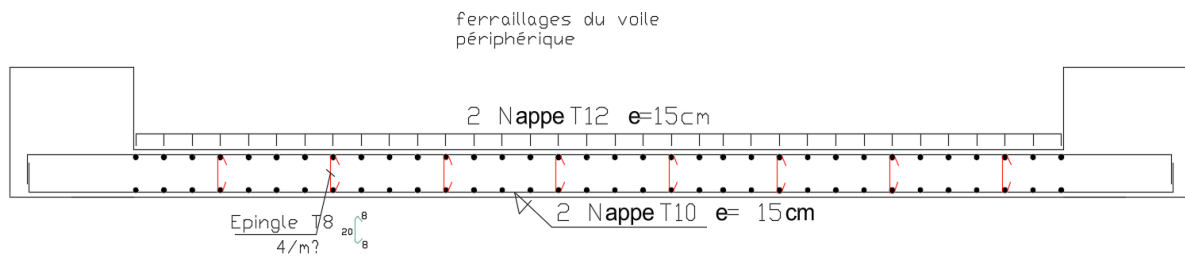


Figure VI .17: Ferrailage de voiles périphérique sens y.y

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude étant l'étape cruciale pour pouvoir donner de soi-même en résumant toutes les connaissances qu'on a acquises au cours de toute notre cursus, il est notre première vraie épreuve avant de s'engager dans la vie professionnelle.

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret. La conception de modèles sous **ETABS** nous a montré les difficultés de l'utilisation d'un logiciel professionnel, mais nous a aussi appris la rigueur à avoir lors de la mise en page d'une note de calcul où tout doit être bien défini et justifié.

Notre projet de fin d'étude a pour objet de dimensionner un bâtiment en béton armé, ce dernier doit être stable et économique, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception. C'est dans cette optique, que nous avons étudié le dimensionnement et la vérification des éléments résistants principaux (poteaux et poutres) de la superstructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises au cours de notre formation universitaire en tant qu'un ingénieur en génie civil et Dans cette étude, j'ai tiré les points suivants :

- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : le CBA, RPA99 etc.
- Un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement **RPA99 version 2003**. Nous avons permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- Cette structure possède une forme irrégulière en plan. Ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- Pour le contreventement ; nous avons appris que la disposition des voiles est beaucoup plus importante que la quantité de voiles à disposer dans une structure. Et a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

- Lorsque nous venons de faire l'effet de la torsion additionnelle (accidentelle) qui a été exigé par le règlement **RPA99 version2003** nous avons trouvé des difficultés pour avoir le résultat du centre de masse et du centre de rigidité au niveau du logiciel **ETABS version18.1.0** car dont les résultats sont introduits dans le logiciel **ETABS** pour terminer cet effet.
- Le bâtiment a été soumis à des moments de la torsion additionnelle statiques. Les déplacements (Δ_m) résultants ont été ajoutés à ceux résultants des charges **G**, **Q** et **E**. Le cumul suscité a été fait uniquement pour les déplacements latéraux inter étages. Les valeurs de ce dernier (le cumul) ont été inférieures aux valeurs admissibles.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **ETABS vesion18.1.0** nous a permis de visualiser ces contraintes.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue le poids de la structure qu'est très important.
- On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où apparaît l'importance et les avantages des sorties sur chantiers.
- Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures, même sur le pratique des logiciels comme **ETABS** ; **AUTOCAD** ...etc.
- Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est le résultat de longues années d'étude. On ne peut qu'être fier d'avoir étudié jusqu'au bout toutes les connaissances qui devaient être acquise dans notre domaine.

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

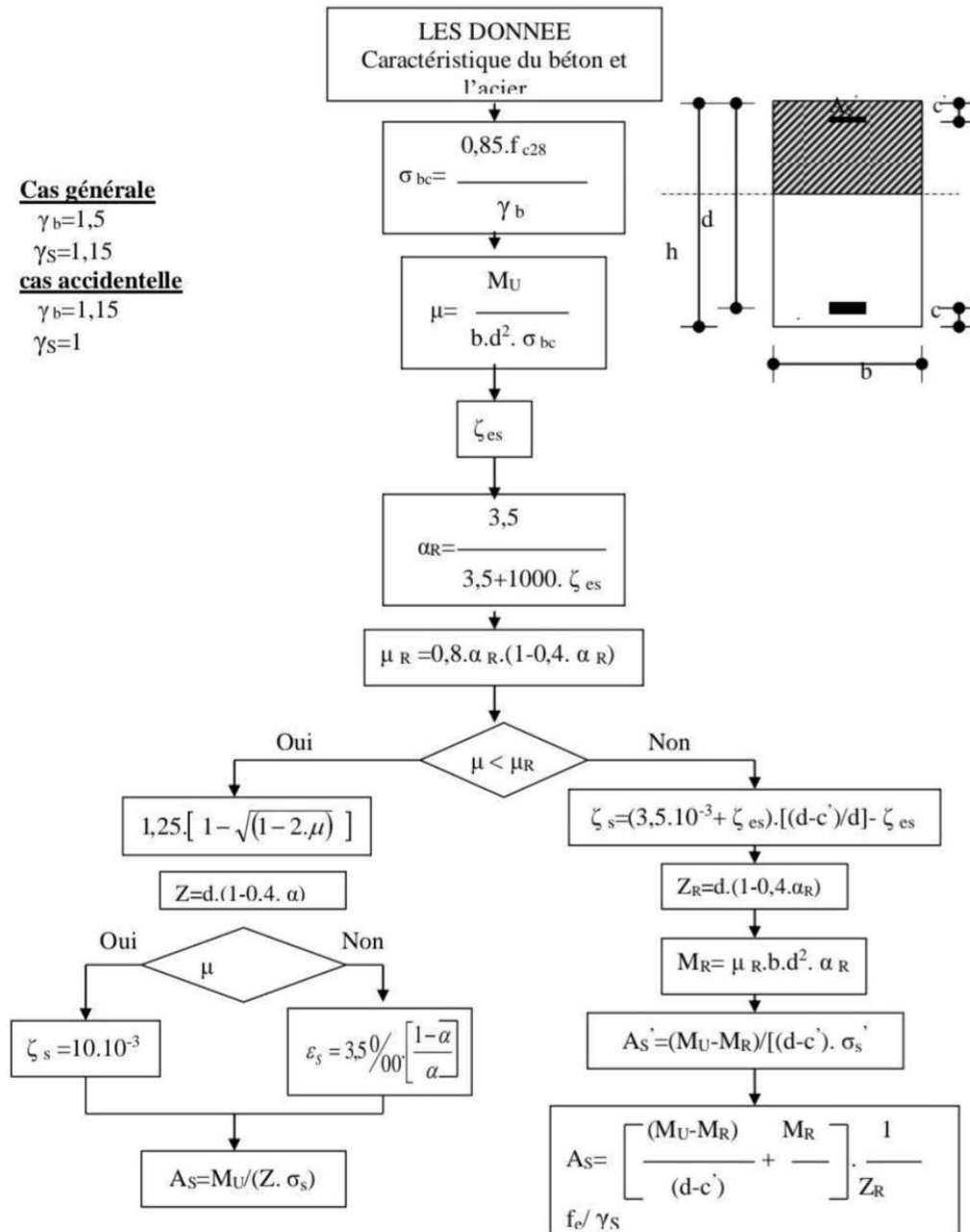
Cours :

- Cours du béton armé (2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème} année)
- Cours de la dynamique des structures (4^{ème} année)
- Cours de la résistance des matériaux (2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème} année)
- Cours de charpente métallique
- Cours de bâtiments (4^{ème} ; 5^{ème} année)

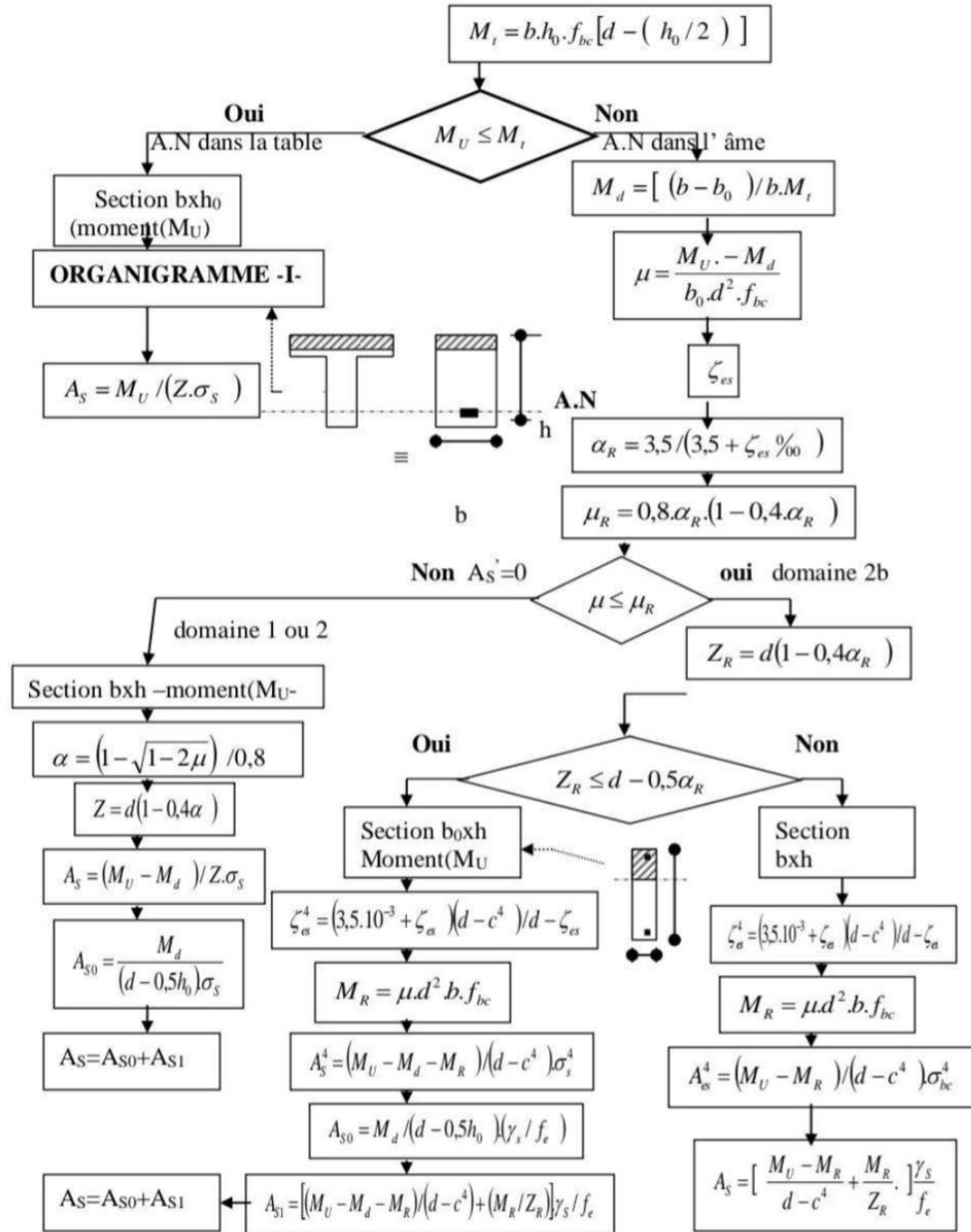
Annexes

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

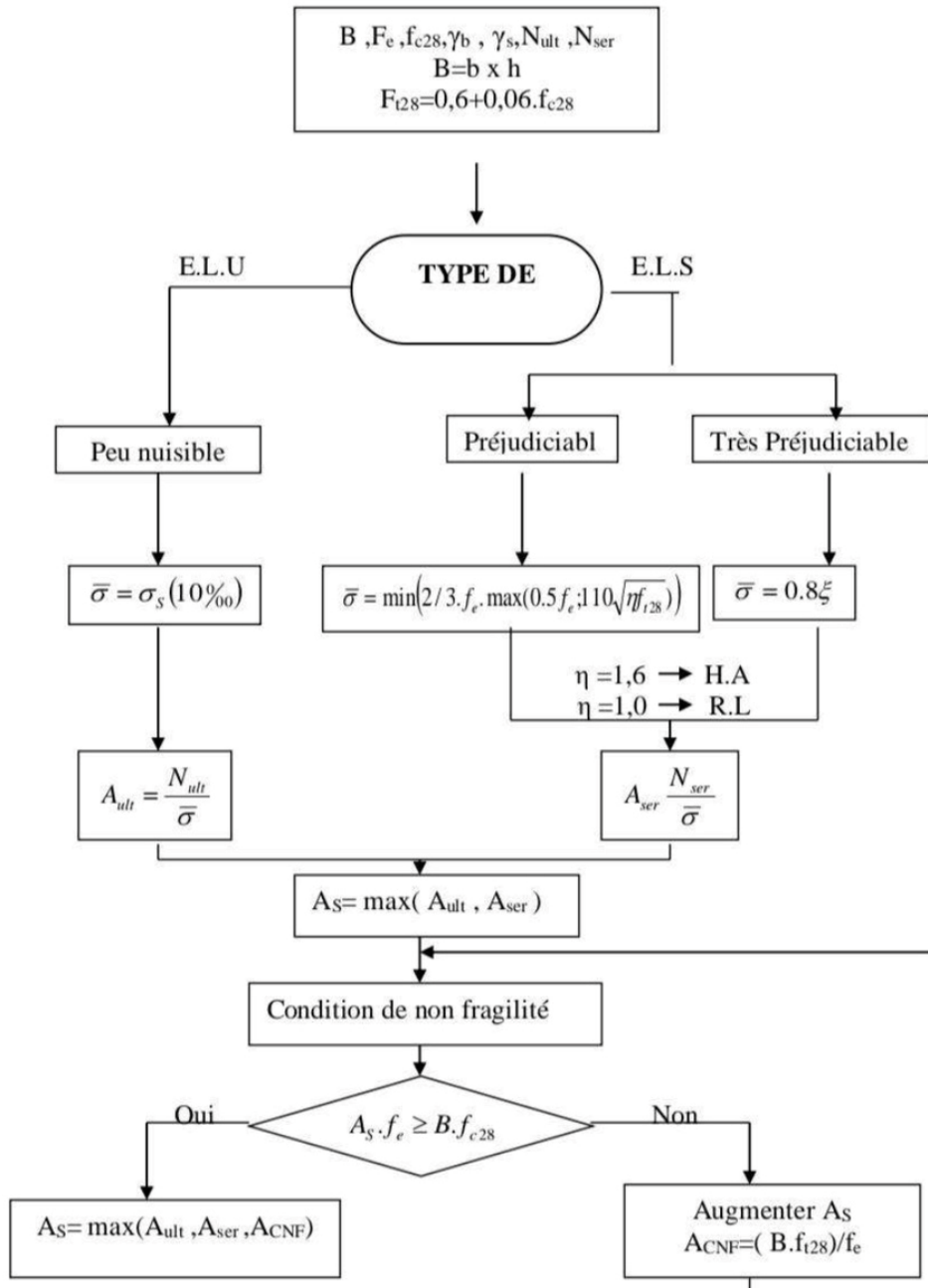
Cas générale
 $\gamma_b=1,5$
 $\gamma_s=1,15$
cas accidentelle
 $\gamma_b=1,15$
 $\gamma_s=1$



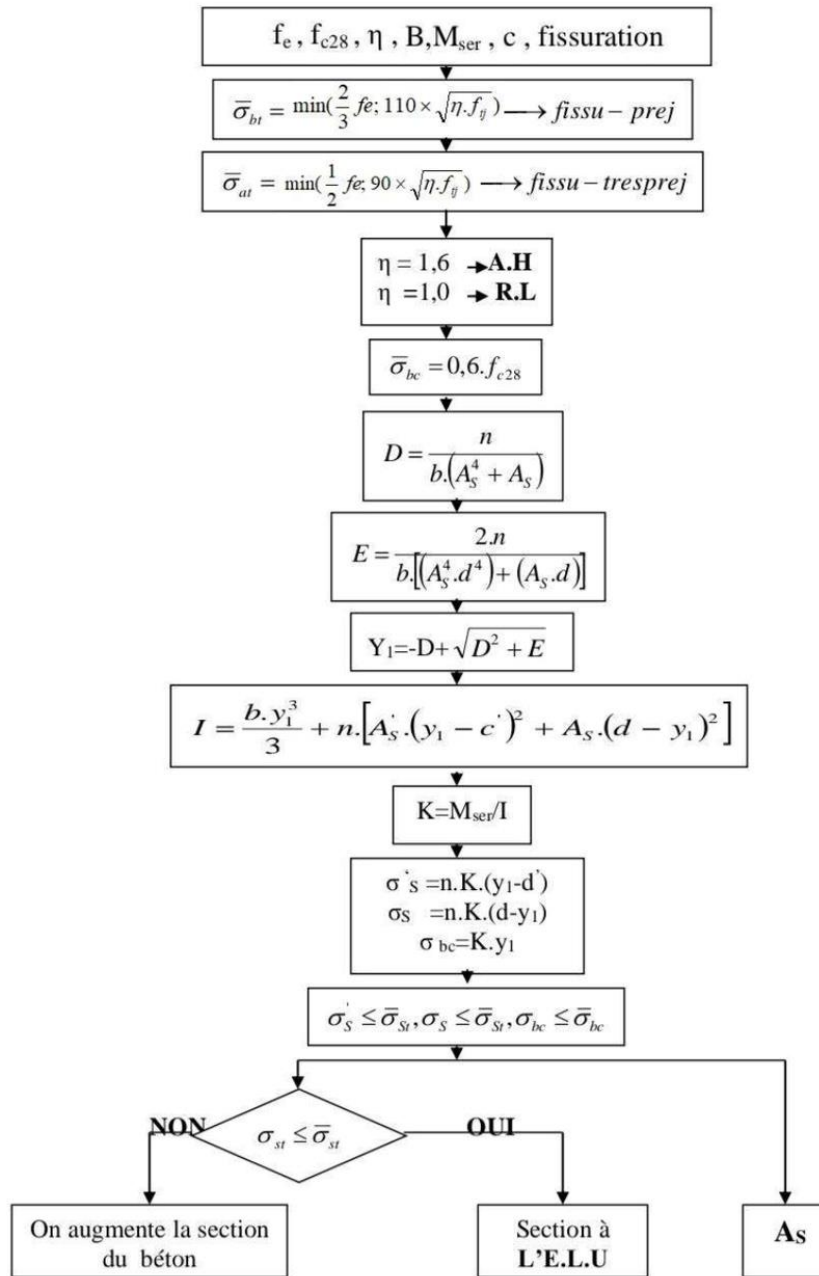
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



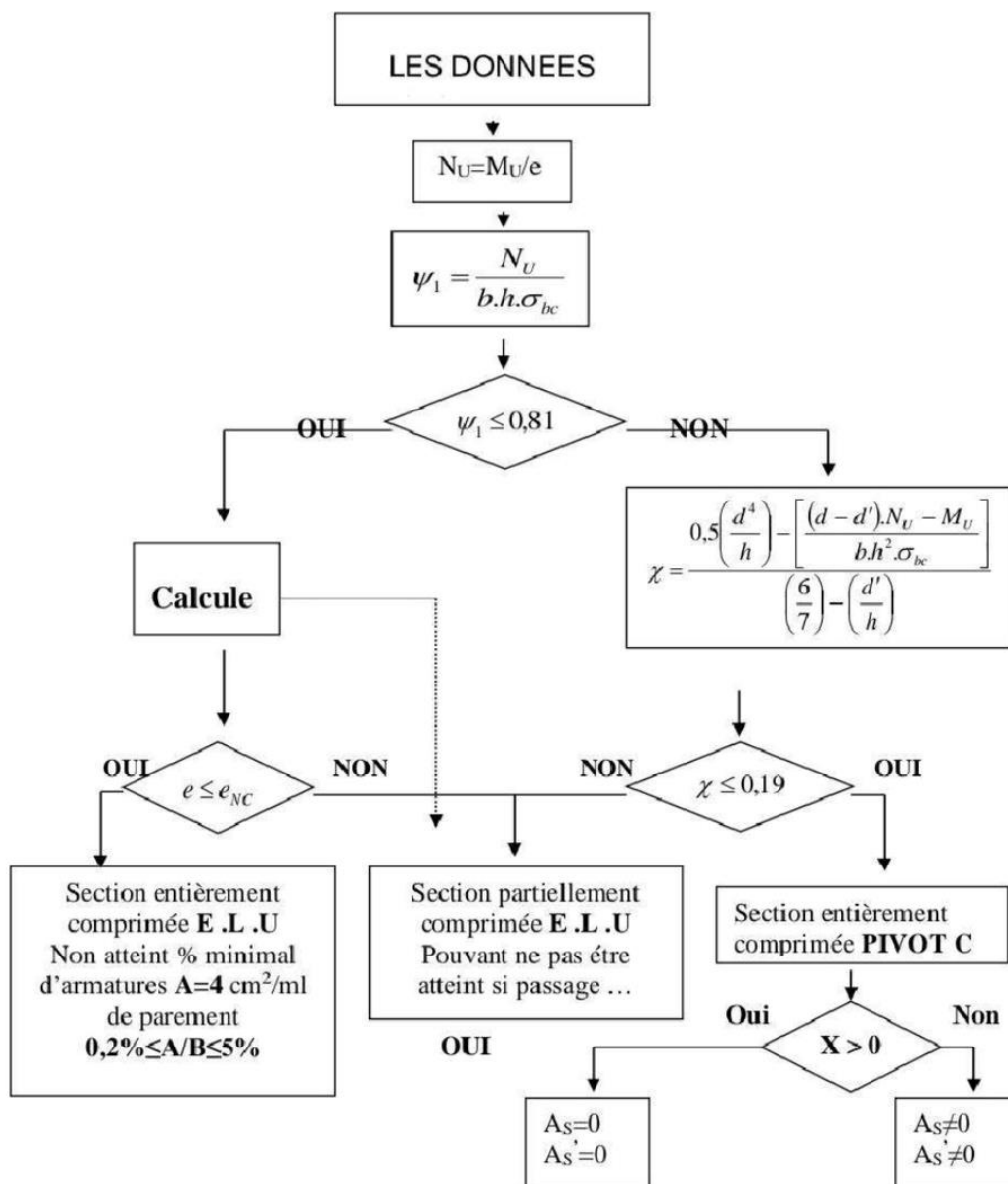
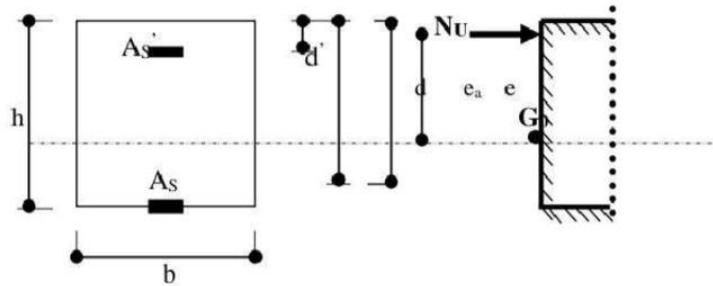
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



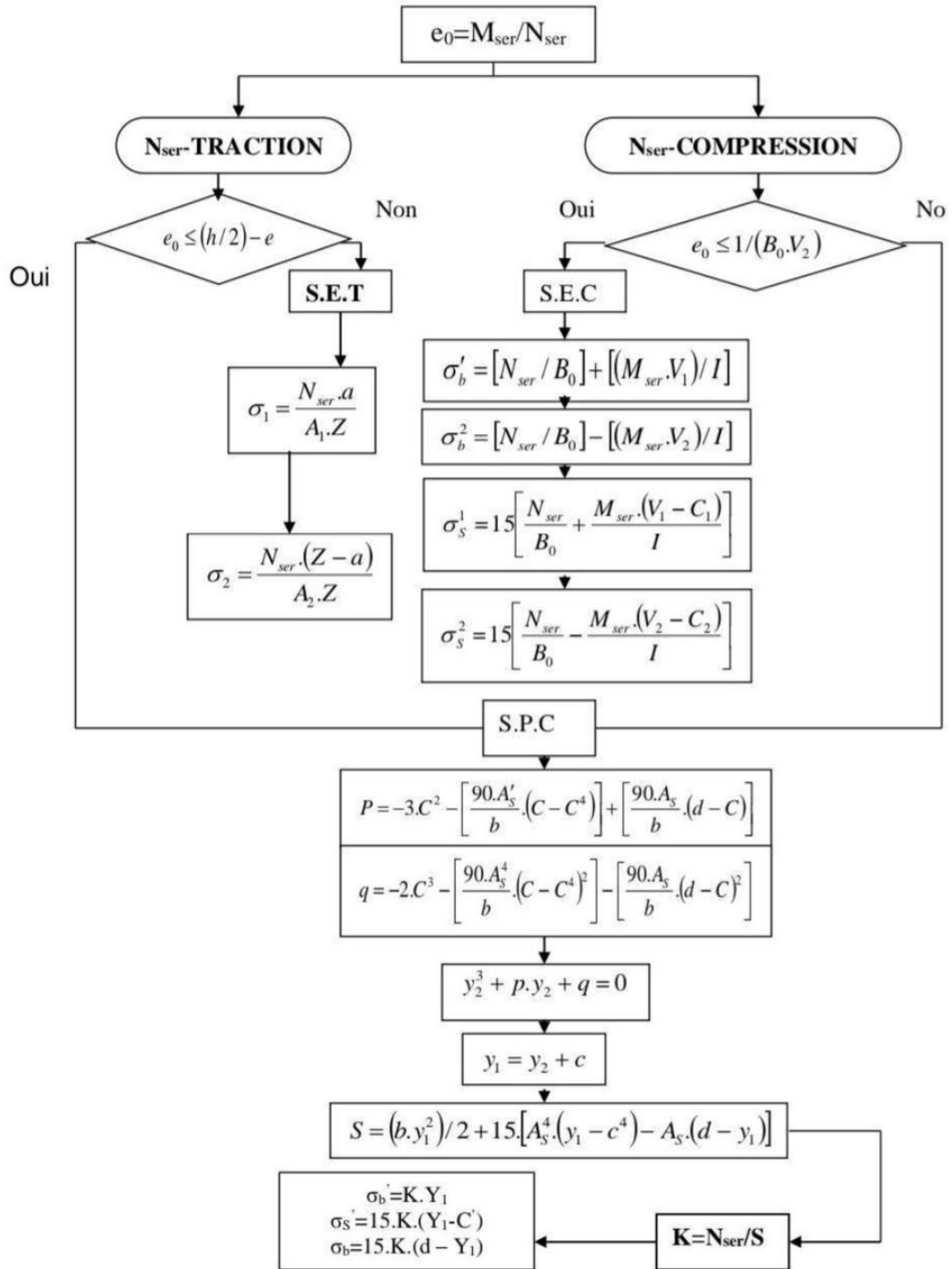
ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-



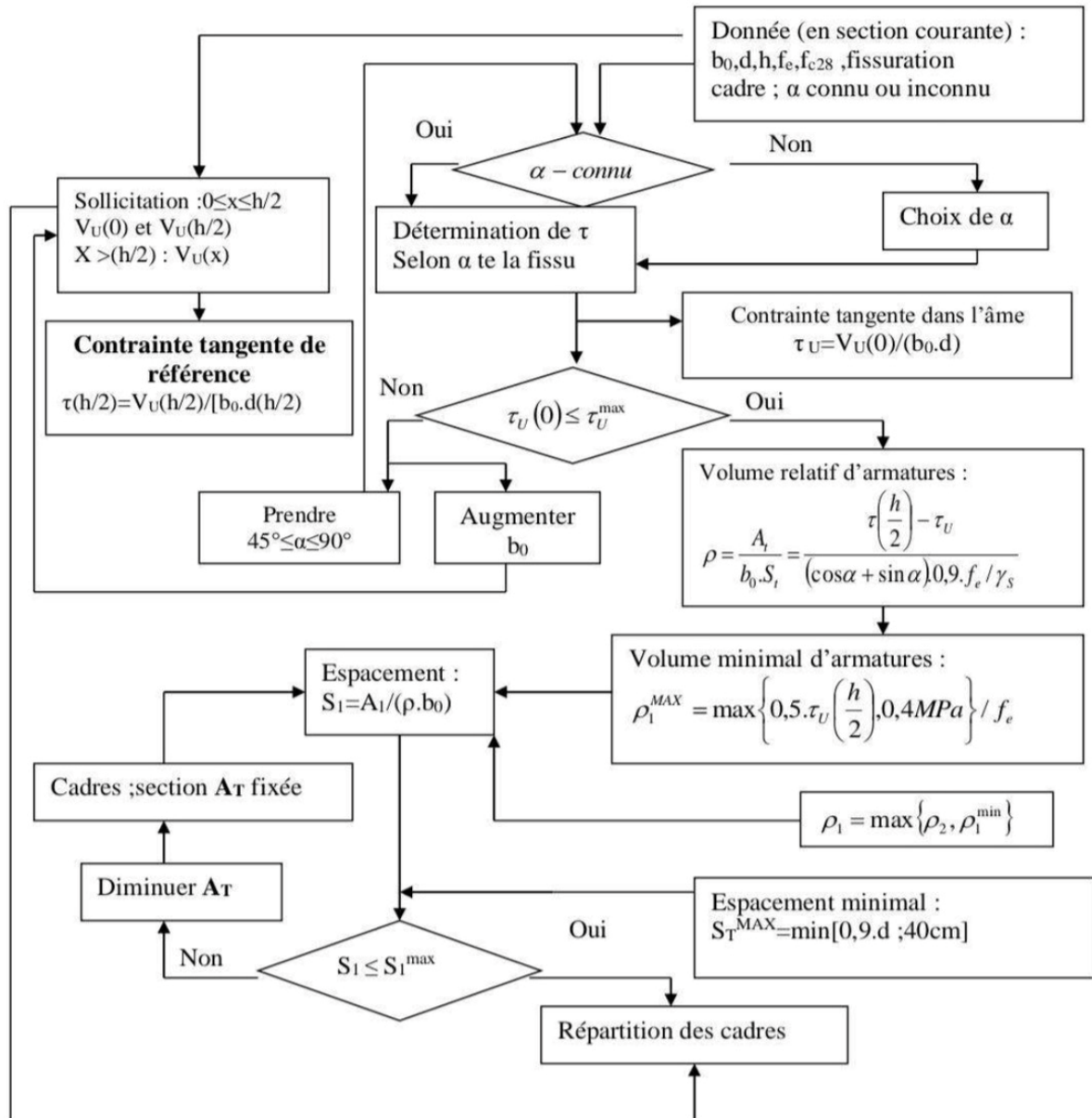
ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT



Section en 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 cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000