

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil & Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : STRUCTURES

Présenté par : **BOUDOUR Zeyd**
HEMRI Mohammed

**Thème : Etude du ferrailage et du métré d'une tour en
béton armé fondée sur pieux**

Sous le direction de : **Pr CHERAIT Yacine**

Juin 2018



Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nos profonds remerciements à notre encadreur le professeur CHERAIT Yacine pour l'honneur qu'il nous a donné en acceptant de diriger ce travail, et qui a contribué avec son assistance, ses efforts et sa disponibilité, durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions également aux membres de jury qui nous font l'honneur de d'examiner notre travail.

Nous remercions à l'ensemble du corps enseignants et administratif du département de génie civil et d'hydraulique de la faculté des sciences et de la technologie.

Nos remerciements les plus profonds pour nos chères familles pour leur soutien moral indéfectible et leurs encouragements.

Enfin, nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

BOUDOUR ZeyD - HEMRI Mohammed

DÉDICACES

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

*-Toute ma famille **Boudour et Guernine.***

-Mes amies.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

- toute la Promotion 2018.

*- A toute la famille **Boutoulala, Duidi, Chuial, Guedjali, Brahmiya
belhaoues, Laamami, Haridi, Belheine et Amouri***

DÉDICACES

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à *la fin de ma formation*.

-Toute ma famille : **Hemri** et **Gueroui**.

-Mes amis.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

-A toute la Promotion 2018.

- A toute la famille *belhaoues,Laamami,Haridi ,Belheine,Amouri*
et Boutoulala

Résumé :

Ce projet de fin d'étude présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation et commercial, réalisée en béton armé. Le bâtiment, composé d'un RDC et de 14 étages, sera implanté au niveau de la Wilaya de TIZI OUZZOU, région classée en zone sismique II selon les règles parasismiques Algériennes. En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA/2003 et CBA/93) en vigueur au niveau national, cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet étudié avec une présentation des caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et aciers), et les codes de calculs utilisés.

Le deuxième chapitre porte sur le pré-dimensionnement des éléments ainsi que l'évaluation des différentes charges considérées.

Le troisième chapitre a pour objectif l'étude des éléments dits secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et planchers en corps creux et dalle pleine).

L'étude statique et dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements retenues (charges permanentes, surcharges d'exploitation, action climatique de la neige et action sismique).

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondations) sera exposé dans la quatrième chapitre. Enfin le calcul des fondations sur pieux sera exposé au cinquième et dernier chapitre.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT, RPA/2003, CBA/93, RNV/1999.

خلاصة القول:

سيقع المبنى ، الذي يتكون من .يقدم مشروع نهاية الدراسة دراسة مفصلة عن برج سكني وتجاري مصنوع من الخرسانة المسلحة جمهورية الكونغو الديمقراطية و 14 طباقاً ، على مستوى ولاية تيزي أوتزو ، وهي منطقة مصنفة كمنطقة زلزالية (2) وفقاً للقواعد السارية على (93 / CBA و 2003 / RPA) باستخدام هذه اللوائح لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة. الزلزالية الجزائرية: المستوى الوطني ، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء

يبدأ أول وصف عام للمشروع المدروس مع عرض للخصائص الميكانيكية للمواد (الخرسانة والصلب) ، ورموز الحساب المستخدمة.

يتناول الفصل الثاني الأبعاد المسبقة للعناصر بالإضافة إلى تقييم الأحمال المختلفة التي تم بحثها

يهدف الجزء الثالث من الفصل إلى دراسة العناصر الثانوية المسماة (الحزم ، السلام ، الأكريتيريوم ، الشرفة ، المصعد ، الأرضيات الجوفاء والبلاطة الصلبة

من أجل تحديد الأحمال المختلفة بسبب الأحمال ROBOT تم البدء في الدراسة الثابتة والديناميكية للهيكل في الجزء الثالث من برنامج (المحجوزة) الأحمال الدائمة ، الحمولات الزائدة ، العمل المناخي للثلج والحركة الزلزالية

وأخيراً ، سيتم تفسير .سيتم عرض دراسة العناصر المقاومة للهيكل (المشاركات ، الحزم ، الأشرعة ، الأسس) في الفصل الرابع حساب الأساسات في الفصل الخامس والأخير

، ROBOT ، RPA / 2003 ، CBA / 93 ، RNV / 1999 الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ،

Abstract:

This end-of-study project presents a detailed study of a residential and commercial tower made of reinforced concrete. The building, consisting of a DRC and 14 floors, will be located at the level of the TIZI OUZZOU Wilaya, an area classified as seismic zone II according to the Algerian seismic rules. Using the regulations for calculation and verification of reinforced concrete (RPA / 2003 and CBA / 93) in force at the national level, this study consists of four parts: The first begins the general description of the studied project with a presentation of the mechanical characteristics of the materials (concrete and steel), and the calculation codes used. The second chapter deals with the pre-dimensioning of the elements as well as the evaluation of the different loads considered.

The third part of the chapter aims to study the so-called secondary elements (beams, stairs, acroterium, balcony, elevator, and hollow-body floors and solid slab). The static and dynamic study of the structure was started in the third part by ROBOT software in order to determine the different loads due to the loads retained (permanent loads, operating overloads, climate action of the snow and seismic action).

The study of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails, foundations) will be exposed in the fourth chapter. Finally, the calculation of pile foundations will be explained in the fifth and final chapter.

Key words: Building, Reinforced concrete, ROBOT, RPA / 2003, CBA / 93, RNV / 1999.

TABLE DES MATIERES

Dédicaces.....	1
Remerciements.....	3
Résumés : Arabe, Français, Anglais.....	4

CHAPITRE I : INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. Historique.....	9
II. Introduction générale.....	10
III. Description de la construction.....	10
III.1. Caractéristiques géométriques de la tour.....	14
III.1.1. Joint de dilatation.....	14
III.2. Données sur le site.....	14
III.3. Conception Générale.....	14
III.3.1. Type de l'ossature.....	14
III.4. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	16
III.4.1. Principe du béton armé.....	16
III.4.2. La méthode aux états limites.....	19
III.4.3 Les aciers.....	23
4. Contexte règlementaire.....	25

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

I. Pré-dimensionnement des éléments.....	27
I.1 Charges considérées dans les calculs.....	27
II.1.1 Contexte règlementaire Algérien.....	27
II.1.2. Actions sur les structures.....	27
II. Détermination des dimensions des éléments de la tour.....	27
II.1. Les poutres.....	30
II.2. Les poteaux.....	31
II.3. Les planchers	32
II.4. Pré-dimensionnement des voiles.....	34

II.5. Acrotère	35
III. Evaluation des charges.....	35
III.1. Plancher terrasse non accessible.....	35
III.2. Planchers étages courants.....	36
III.3. Plancher du RDC (dalle pleine)	37
III.4. Murs extérieurs en maçonnerie.....	37
III.5. Balcons.....	31
III .6. Les voiles.....	38
III.7. Les escaliers	39
III.8. Les poteaux.....	40

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

PARTIE I : CALCUL DE L'ACROTERE.....	47
I. Rôle de l'acrotère.....	47
I.1. Charges sur les acrotères.....	47
I.2. Détermination des armatures de l'acrotère	47
PARTIE 2 : CALCUL DES BALCONS.....	52
II. Introduction	52
II.1. Evaluation des charges sur le balcon.....	52
II.2. Ferrailage.....	53
III. Rôles des planchers.....	58
PARTIE IV : CALCUL DES planchers.....	58
III.1. Planchers avec hourdis et corps creux.....	58
III.2. Calcul du ferrailage du plancher en dalle pleine.....	67
PARTIE IV : CALCUL DES ESCALIERS.....	72
IV. Définition.....	72
IV.1. Terminologie.....	72

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE ET CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES ELEMENTS PORTEURS

1. Présentation du logiciel ROBOT.....	85
I.1. Description générale du logiciel Robot.....	85
I.2. Modélisation de la structure étudiée.....	85
I.3. Modélisation tridimensionnel de la tour.....	92
I.4. Détermination de l'action sismique.....	94

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES POTEAUX, POUTRES ET VOILES

I. Introduction générale.....	106
II. Calcul du ferrailage des poteaux.....	106
II.1. Redimensionnement de la section des poteaux.....	106
II.2. Détermination des armatures longitudinales.....	107
II.3. Détermination des armatures transversales.....	113
II.4. Calcul du métré des poteaux.....	118
III. Ferrailage des poutres.....	119
III.1. Vérification de la flèche maximale observée au niveau des poutres.....	119
III.2. Vérification de la largeur des poutres.....	120
III.3. Détermination des armatures longitudinales.....	121
III.3.1. Ferrailage en travée.....	121
III.3.2. Ferrailage en appui.....	122
III.4. Détermination des armatures transversales.....	123
III.5. Calcul du métré.....	125
V. Ferrailage des voiles.....	128
V.1. Calcul de la contrainte de compression admissible du béton.....	128
V.2. Sollicitations de calcul dans les voiles.....	129
V.3. Calcul du ferrailage des voiles.....	131
V.3.1. Ferrailage longitudinal.....	131

V.3.2. Ferrailage transversal.....	131
V.3.3. Vérification du ferrailage selon les prescriptions du DTR BC2.42.....	132
V.3.4. Calcul du métré.....	134

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS SUR PIEUX,

I. Introduction générale.....	136
I.1. Stabilité des fondations.....	136
I.2. Choix du type de fondation.....	136
I.3 Reconnaissance géotechnique sols	
I.3.1. Données disponibles sur le sol.....	137
II. Dimensionnement des fondations.....	137
II.1. Voile périphérique.....	137
II.1.1. Détermination du ferrailage du voile périphérique.....	138
II.1.2. Calcul du métré	138
II.2. Fondations sur pieux.....	139
II.2.1. Définition d'un pieu.....	139
II.2.2. Dimensionnement des pieux.....	140
II.2.3. Dimensionnement des fondations sur pieux.....	142
II.2.3.1. Actions et Combinaisons d'actions	142
II.2.3.2. Dimensionnement des pieux en béton.....	142
II.2.4. Ferrailage des semelles : Méthode des bielles.....	147
II.2.5. Calcul du métré béton semelle sur deux pieux	149

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en plan du rez-de-chaussée	11
Figure I.2 : Vue en plan du premier étage	12
Figure I.2 : Vue en plan des étages courants	13
Figure I.4 : Diagramme parabole-rectangle	21
Figure I.5 : Diagramme rectangle simplifié	21
Figure I.6 : Diagramme des déformations limites de la section	22
Figure I.7 : Photo d'un rouleau de treillis soudés	23
Figure I.8 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier	24
Figure II.1 : Section des poutres principales et secondaires.....	30
Figure II.2 : Section transversale des poteaux.....	32
Figure II.3 : Coupe en élévation d'un voile avec les conditions pour le dimensionnement	34
Figure II.4 : Coupe verticale de l'acrotère	35
Figure II.5 : Constituants du plancher terrasse	36
Figure II.6 : Planchers des étages courants.....	37
Figure II.7 : Photos des briques creuses de 10 et 15 trous.....	37
Figure II.8 : Détermination de la surface afférente du poteau le plus sollicité.....	40
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère du bâtiment étudié.....	48
Figure III.2 : schémas du ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure III.3 : Schéma de ferrailage des balcons.....	55
Figure III.4 : Armatures de torsion de la poutre d'appui.....	56
Figure III.5 : Description d'un plancher en corps creux.....	58
Figure III.6 : Section en T pour les poutrelles.....	60
Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle à 7 travées.....	61
Figure III.8 : Schéma de ferrailage des nervures du plancher terrasse.....	64
Figure III.9 : Détails des armatures des nervures.....	66
Figure III.10 : Dispositions constructives des armatures de la dalle de compression.....	67
Figure III.11 : Dimensions des panneaux.....	67
Figure III.12 : Abaques de Pigeaud pour les panneaux rectangulaires uniformément chargés.....	68
Figure III.13 : Schéma du ferrailage en travée des dalles (nappes inférieures).....	71
Figure III.14 : Schéma du ferrailage en appui des dalles (nappes supérieures).....	71
Figure III.15 : Différents éléments d'un escalier.....	74
Figure III.16 : Escalier à paillasse adjacentes.....	74

Figure III.17 : Escalier à paillasse orthogonales.....	74
Figure III.18 : Charges à l'ELU sur les escaliers type 1.....	76
Figure III.19 : Schéma de ferrailage des escaliers à paillasse adjacentes.....	79
Figure III.20 : Dimensions en plan des escaliers à paillasse orthogonales.....	79
Figure III.21 : Charges sur les escaliers à paillasse orthogonale.....	80
Figure III.22 : Schéma de ferrailage des escaliers à paillasse orthogonales.....	81
Figure IV.1 : Introduction des lignes de construction.....	86
Figure IV.2 : Définition des sections.....	86
Figure IV.3.....	86
Figure IV.4.....	87
Figure IV.5.....	87
Figure IV.6.....	88
Figure IV.7.....	88
Figure IV.8.....	89
Figure IV.9.....	89
Figure IV.10.....	89
Figure IV.11.....	90
Figure IV.12.....	90
Figure IV.13.....	91
Figure IV.14.....	91
Figure IV.15.....	91
Figure IV.15 : Vue en 3D de la structure.....	92
Figure IV.16 : Disposition des voiles et des poteaux.....	99
Figure IV.17 : Spectre de réponse.....	100
Figure IV.18 : 1 ^{er} mode de déformation de la tour.....	101
Figure IV.19 : 2 ^{ème} mode de déformation de la tour.....	101
Figure IV.20 : 3 ^{ème} mode de déformation de la tour.....	102
Figure V.1 : Disposition générale des armatures sur les poteaux.....	107
Figure V.2 : Poussée au vide dû aux crochets des armatures.....	110
Figure V.3 : Détermination de la zone nodale selon le RPA/2003.....	111
Figure V.4 : Détails sur l'emplacement des armatures des poteaux par face.....	114
Figure V.5 : Dispositions des cadres dans les poteaux.....	115
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du poteau (section transversale)	116
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux des étages courants.....	117

Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux du rez-de-chaussée.....	117.
Figure V.9 : Principe de calcul de la flèche via le logiciel Robot.....	119
Figure V.10. Exemple de calcul de flèche.....	120
Figure V.11 : Dimensions des poutres principales et secondaires.....	121
Figure V.12 : Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.....	125
Figure V.13 :	125
Figure V.14 : Coupe du schéma de ferrailage des poutres.....	126
Figure V.15 : Coupe longitudinale du schéma de ferrailage des poutres.....	126
Figure V.16 : Distribution des contraintes dans le voile étudié.....	130
Figure V.17 : Coupe longitudinale du schéma du ferrailage des voiles.....	133
Figure V.18 : Coupe verticale du schéma du ferrailage des voiles.....	133
Figure VI.1 : Détails sur ferrailage des voiles périphériques selon le RPA/2003.....	138
Figure VI.2 Schéma de ferrailage du voile périphérique	
Figure VI.3: Pieu battu moulé	138
Figure VI.4: Photo d'une tarière en cours de travaux.....	141
Figure VI.5 : Coupe longitudinale des armatures des pieux.....	144
Figure VI.6 : Ferrailage du pieu au niveau de la zone critique.....	145
Figure VI.7 : Ferrailage du pieu au niveau de la zone courante.....	145
Figure VI.8: Semelle de fondations sur deux pieux.....	146
Figure VI.9 : Dimensions de la semelle sur deux pieux.....	147
Figure VI.10: Vue en plan de la semelle sur 2 pieux.....	147
Figure VI.11 : Diffusion des bielles dans la semelle.....	148
Figure VI.12 : Ferrailage de la semelle sur pieux.....	151
Figure VI.13 : Détails armatures semelles.....	152

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Caractéristiques géométriques de la tour.....	13
Tableau 1.2 : Hauteurs maximales autorisées par le RPA.....	15
Tableau I.3 : Composition proposée pour la fabrication du béton.....	17
Tableau II.1 : Dimensions minimales des poteaux rectangulaires.....	32
Tableau II.2 : Charges sur le plancher terrasse.....	36
Tableau II.3 : Charges sur les planchers courants.....	36
Tableau II.4 : Charges sur le plancher du RDC.....	37
Tableau II.5 : Charges sur les murs extérieurs.....	38
Tableau II.6 : Charges sur les balcons.....	38
Tableau II.7 : Charges sur les voiles.....	38
Tableau II.8 : Charges sur les paliers des escaliers.....	39
Tableau II.9 : Charges sur les paillasses.....	39
Tableau II.10 : Descente de charge au niveau du poteau intermédiaire le plus sollicité.....	40
Tableau II.11 : Récapitulatif des charges de calcul.....	45
Tableau III.1 : Métré acier pour les balcons.....	
Tableau III.2 : Métré acier pour la poutre de support des balcons.....	
Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques des nervures.....	
Tableau III.4 : Charges sur les nervures du plancher terrasse.....	62
Tableau III.5 : Valeurs des moments et efforts tranchants des nervures du plancher terrasse.....	62
Tableau III.6 : Valeur des moments en appuis et en travée à l'ELU.....	62
Tableau III.7 : Valeur des moments en appuis et en travée à l'ELS.....	63
Tableau III.8 : Récapitulatif des résultats.....	63
Tableau III.9 : Charges sur les nervures des planchers des étages courants.....	64
Tableau III.10 : Valeurs des moments et efforts tranchants des nervures (étages courants).....	65
Tableau III.11 : Valeur des moments en appuis et en travée à l'ELU.....	65
Tableau III.12 : Section de ferrailage des nervures des étages courants.....	65
Tableau III.13 : les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.....	67
Tableau III.14 : Moments et effort tranchant de calcul.....	67
Tableau III.15 : Charges sur les escaliers à paillasses orthogonales.....	80
Tableau III.16 : Valeurs des moments et de l'effort tranchant.....	80

Tableau III.17 : Métré béton pour les escaliers de type 1.....	80
Tableau III.18 : Métré béton pour les escaliers de type 2.....	80
Tableau IV.1 : Caractéristiques massiques et géométriques de la Tour.....	97
Tableau IV.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	98
Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation modale de la variance.....	99
Tableau IV.4 : Réactions à la base.....	102
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	102
Tableau IV.6 : Déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques.....	103
Tableau IV.7 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.....	103
Tableau IV.8 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal.....	104
Tableau V.1 : Métré acier pour les poteaux.....	118
Tableau V.2 : Métré acier pour les poutres.....	127
Tableau V.3 : Sollicitations dans les voiles.....	130
Tableau V.4 : Choix du diamètre transversal.....	132
Tableau V.5 : Métré acier pour le voile du rez-de-chaussée.....	134
Tableau V.6 : Métré acier pour le voile de l'étage courant.....	134
Tableau VI.1 : Mètre acier pour le voile périphérique.....	139
Tableau VI.2 : Paramètres retenus pour les pieux.....	145
Tableau VI.3 : Mètre acier pour la semelle de fondation	152

CHAPITRE I

Introduction et présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I

Introduction et présentation de l'ouvrage

1. Historique :

' **Le Béton** ' est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons et graviers) agglomérés par un liant hydraulique. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; des barrages, des ponts,... etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du matériau composite Béton-Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et **Joseph Monnier** imaginent de rendre le béton plus ferme au moyen de grillage et de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre les constructions plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes et vents .

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût,
- Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines,
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

II. Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité 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 un tel 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 des 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, voile, etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion, torsion, etc.) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Ainsi pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous allons appliquer les règlements et méthodes connues : **CBA/93, RPA/2003, RNA/1999**, qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

III. Description de la construction :

Notre étude consiste à étudier l'ensemble des éléments d'une tour réalisée en béton armé constituée de 15 niveaux (un rez-de-chaussée + 14 étages). Selon les plans établis par le bureau d'architecture, on peut remarquer que la terrasse de la tour est inaccessible (sauf pour les travaux d'entretien réguliers évidemment). Le contreventement vis-à-vis des charges horizontales dans les deux sens sera assuré conjointement par une structure mixte en béton armé : portiques auto stables + voiles porteurs.

La tour est conçue pour assurer les services suivants :

- Le rez-de-chaussée est destiné à un usage commercial,
- Le premier étage est à usage administratif (principalement des bureaux).
- Les autres étages sont à usage d'habitation. Chaque étage d'habitation comporte deux appartements de type "F3" et deux autres de type "F4".

Les vues en plans des étages ainsi que la coupe de l'ouvrage sont représentées à travers les trois figures suivantes :

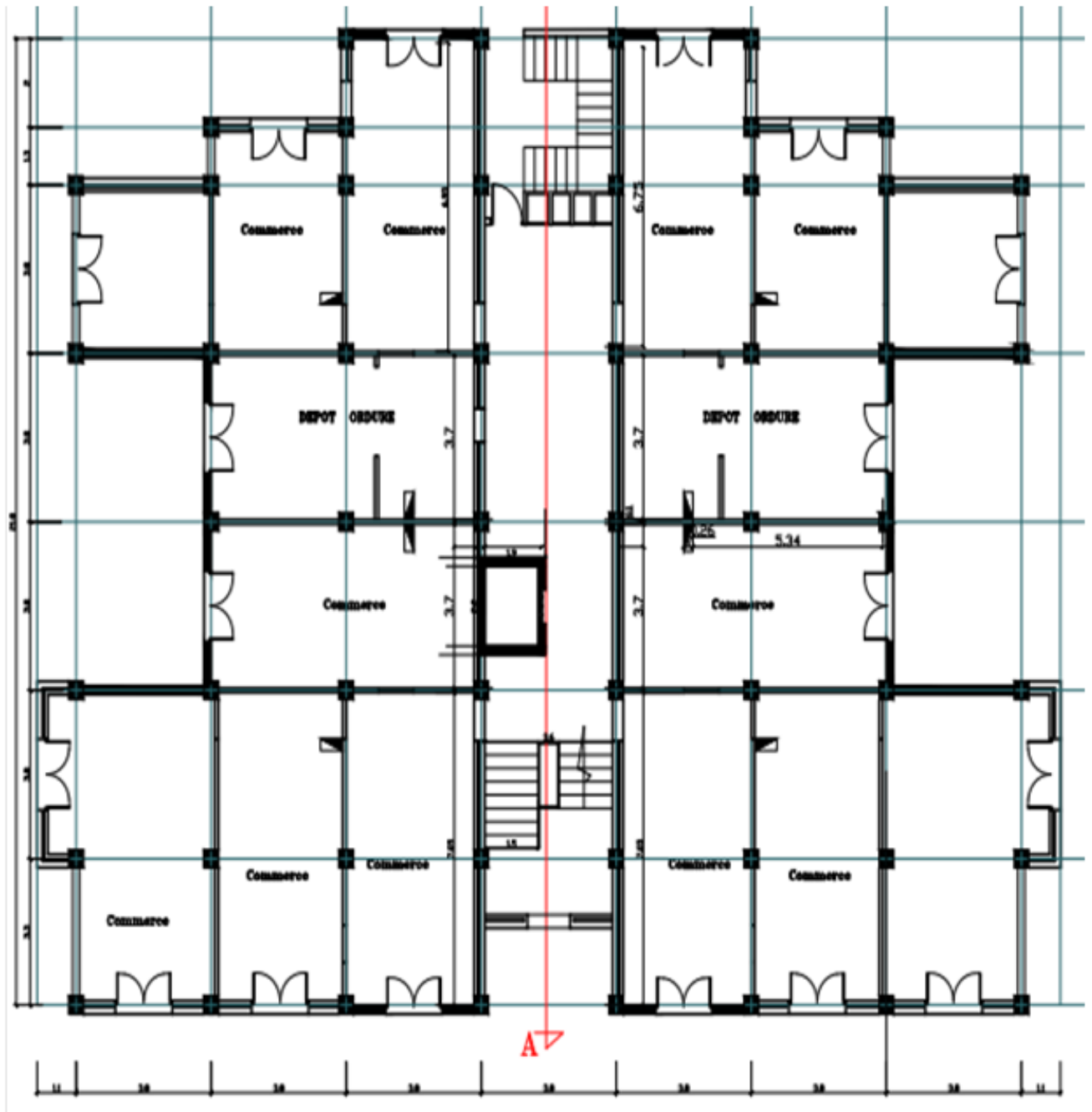


Figure I.1 : Vue en plan du rez-de-chaussée.

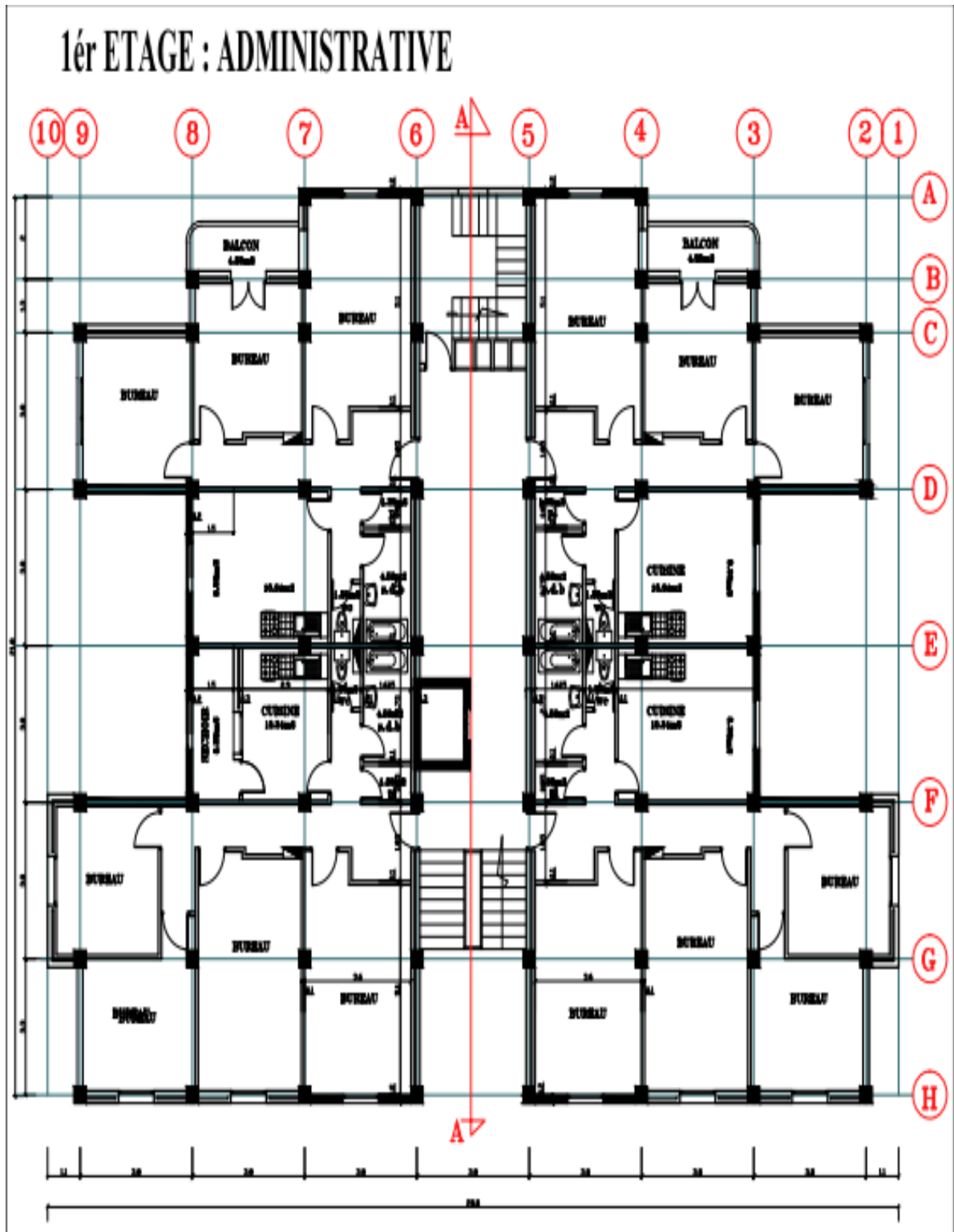


Figure I.2 : Vue en plan du premier étage.

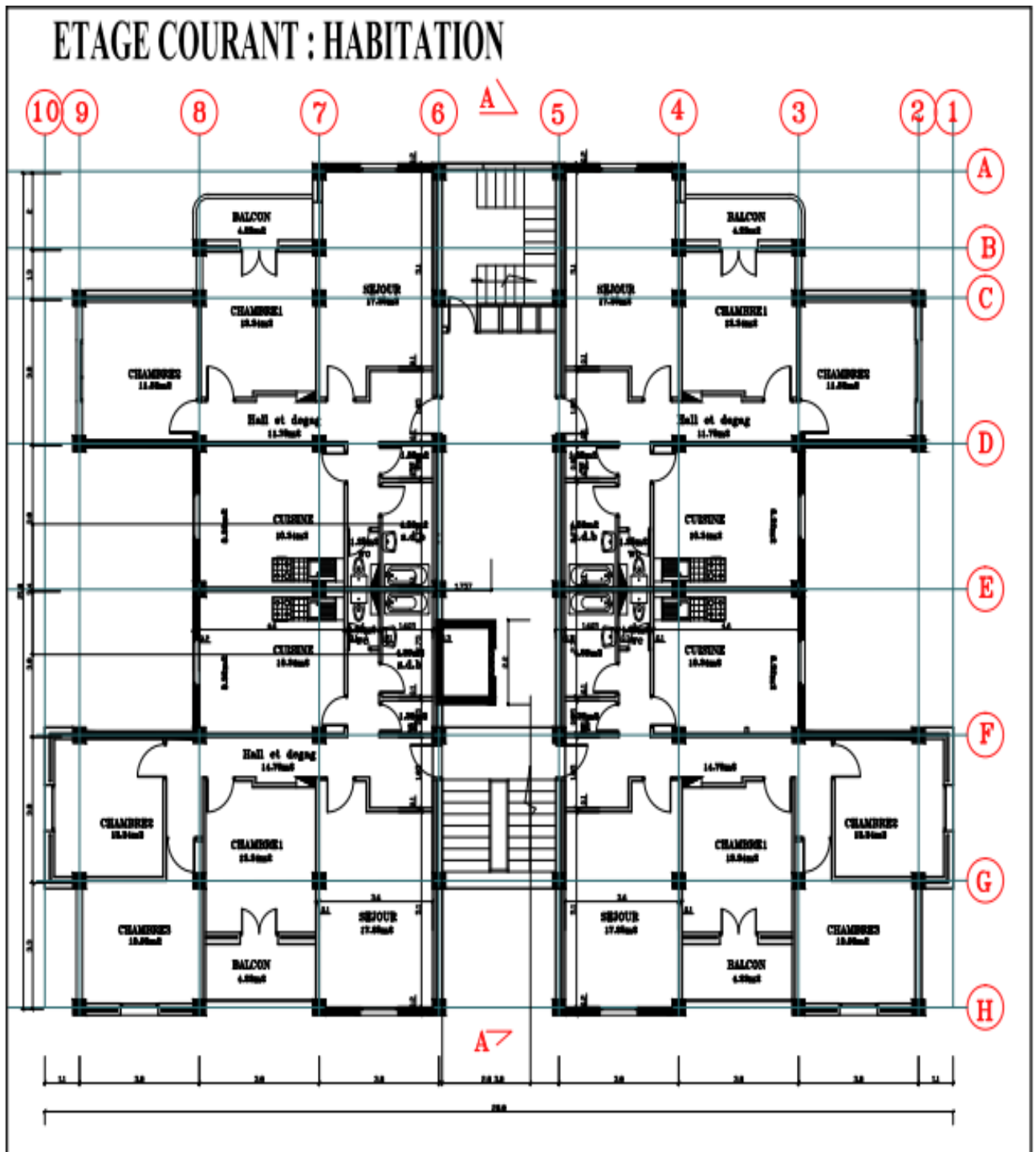


Figure I.3 : Vue en plan des étages courants.

III.1. Caractéristiques géométriques de la tour :

L'ouvrage étudié présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau 1.1 : *Caractéristiques géométriques de la tour.*

Longueur totale	m28,8
Largeur totale	m21,8
Hauteur totale	49,92m
Hauteur RDC	4,08m
Hauteur des étages courants	3,06m

III.1.1. Joint de dilatation : Selon l'article B.5.1 des règles **CBA/93 [1]**, pour les constructions courantes, on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 mètres dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMECEN.

La dimension maximale en plan de l'ouvrage (28,8m) est inférieure à 30m, on peut donc négliger les effets de la température "T" et du retrait au niveau de l'évaluation des charges, et ne pas prévoir de joints de dilatation.

III.2. Données sur le site :

L'ouvrage étudié sera implanté dans la Wilaya de **TIZI OUZZOU** ; Cette Wilaya est classée par les Règles Parasismiques Algériennes [2] comme une zone de sismicité moyenne (zone II). Concernant le sol d'assise et selon les résultats d'une étude géotechnique, il apparaît comme étant un sol d'assise très meuble constitué d'un remblai relativement récent avec une contrainte admissible, déduite à partir d'essais géotechniques de l'ordre de 2Bars.

III.3. Conception Générale :

III.3.1. Type de l'ossature :

La structure est composée d'une ossature en portiques auto stables renforcés de voiles. Le tableau suivant présente les hauteurs limites autorisées par les règles parasismiques Algériennes [2] pour les structures en portiques auto stables.

Tableau 1.2 : Hauteurs maximales autorisées par le RPA [2].

Zone	Portique sans remplissage en maçonnerie rigide	Portiques avec remplissage en maçonnerie rigide
I	7 niveaux ou 23m	6 niveaux ou 20m
II	5 niveaux ou 17m	6 niveaux ou 20m
III	2 niveaux ou 8m	2 niveaux ou 8m

L a hauteur totale de l'ouvrage étudié en égale à 49.92m valeur supérieure aux 20m en zone II telles que recommandées par les règles RPA. La solution la plus recommandée est de renforcer les portiques par des voiles transversaux et horizontaux, et ce afin de doter l'édifice structure d'un bon comportement vis-à-vis des actions sismiques.

- **Les poteaux :** Ils ont une forme carrée et présentent tous des sections constantes de $(45*45)cm^2$.
- **Les poutres :** Elles sont toutes de sections constantes et rectangulaires de $(30*35)cm^2$.
- **Les voiles :** Tous les voiles seront sans ouvertures avec une épaisseur de 20cm et réalisés en béton armé.
- **Les balcons :** Les balcons seront tous réalisés en dalle pleine de 15cm d'épaisseur.
- **L'acrotère :** Il sera réalisé en béton armé de 10cm d'épaisseur.
- **Les planchers :** Dans le projet étudié, on distinguera deux types de planchers :
 - Un plancher en dalle pleine au niveau du rez-de-chaussée.
 - Des planchers en corps creux, reposants sur un réseau de poutrelles.
- **Les escaliers et les ascenseurs :** L'accès aux niveaux supérieurs est assuré par deux moyens :
 - Des escaliers à paillasse adjacentes et des escaliers à paillasse orthogonales.
 - Deux ascenseurs.
- **La maçonnerie :** Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de 15cm d'épaisseur et une paroi interne de 10cm d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de 5cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de 10cm d'épaisseur.
- **Les revêtements :** Différents types revêtements ont été utilisés, notamment :
 - Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade
 - Un enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - Céramique pour les douches et les sanitaires.

Isolation : L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

III.4. Caractéristiques des matériaux utilisés :

Le bâtiment de notre étude aura une structure portante en béton armé, il est donc important de connaitre avec précision les caractéristiques des deux matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier. Le calcul des ouvrages en BA se fait à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte en particulier des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux constituant le BA, c'est-à-dire béton-acier. Ces caractéristiques concernent :

- Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression, notées respectivement par f_{t28} et f_{c28} ,
- Les déformations (allongements et raccourcissements),
- Les diagrammes : contraintes-déformations.

III.4.1. Principe du béton armé :

Le béton est un matériau qui a une bonne résistance en compression qu'en traction, en revanche l'acier résiste bien et de la même façon en compression qu'en traction. Le principe du BA consiste donc à insérer dans la matrice « béton » dans toutes les zones tendues et éventuellement dans les zones comprimées. Béton et acier, associés, donnent un matériau plus efficace et nettement plus résistant car l'adhérence acier-béton permet la transmission des efforts de traction du béton aux aciers.

III.4.1.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau.

Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et «serrage» du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage «ou démoulage» après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats
- En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Composition moyenne du béton utilisé :

En fonction de la résistance et de la malléabilité souhaitées, il existe plusieurs méthodes de formulation du béton (**Dreux-Gorisse [3]**, **Faury [4]**, **Bolomey [5]**, etc.). On propose la composition moyenne suivante, à défaut d'une étude détaillée de la composition du béton, basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à **25MPa**. Cette valeur est fréquemment utilisée pour l'élaboration des bâtiments courants.

Tableau I.3 : Composition proposée pour la fabrication du béton.

Composants	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume (l)	800	400	7 sacs	175
Poids (kg)	1200	400	350	175

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit à l'aide d'une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

Résistances caractéristiques du béton :

Résistances compression : Pour l'établissement des projets, un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée f_{c28} est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge 'j' jours est inférieur à 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa} \quad (\text{Eq.1.1})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} > 40 \text{MPa} \quad (\text{Eq.1.2})$$

Au delà de 60 jours, on admet que le béton atteint une résistance de :

$$f_{c\infty} = 1,1 f_{c28} \quad (\text{Eq.1.3})$$

Pour notre projet, on adoptera une résistance caractéristique en compression à 28 jours de **25MPa**.

Résistance en traction : La résistance du béton à la traction est très faible et elle est de l'ordre de 10% de la résistance de compression. Cependant elle est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{Eq.1.4})$$

dans laquelle les contraintes sont exprimées en MPa. Pour $j = 28$ jours, on obtient une résistance caractéristique en traction de :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = \mathbf{2,1 \text{MPa}} \quad (\text{Eq.1.5})$$

Module de déformation longitudinale du béton : Il existe deux modules de déformations longitudinales du béton :

Module de déformation instantanée : Pour ce module de déformation, la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 heures à l'âge de j (jours) ; c'est-à-dire pour le calcul sous charge de courte durée inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Eq.1.6})$$

Pour une résistance caractéristique en compression de 25MPa, on obtient un module de déformation longitudinal de **32164MPa**.

Module de déformation différé : Ce module permet de calculer la déformation finale du béton (la déformation instantanée augmentée du fluage); c'est-à-dire pour le calcul sous charges de longue

durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

$$E\nu_j = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Eq.1.7})$$

Pour $f_{cj} = 25\text{MPa}$, on obtient $E\nu_j = 10819\text{MPa}$.

Valeurs du retrait final : A défaut de mesure, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas des pièces non massives à l'air libre :

- $2 \cdot 10^{-4}$: Climat humide zone A de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie
- $3 \cdot 10^{-4}$: Climat tempéré sec zone B
- $4 \cdot 10^{-4}$: Climat chaud et sec zone B', C et D₁
- $5 \cdot 10^{-4}$: Climat très sec (ou désertique), zones D₁ et D₂.

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

$$G = E/2(1 + \nu) \quad (\text{Eq.1.8})$$

avec :

E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égale à :

- ✚ 0 pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- ✚ 0,2 pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

Masse volumique du béton : Elle est prise égale à 2200 kg/m^3 pour le béton non armé et 2500kg/m^3 pour le béton armé.

III.4.2. La méthode aux états limites :

Définition des états limite : Un état limite est un état au-delà duquel (dans le sens défavorables d'une charge) une structure (ou l'un de ces éléments) cesse de remplir les fonctions pour la quelle a été conçue on distingue deux état limite. Ils correspondent donc aux diverses conditions de sécurités du bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée. C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service.

Etat limite ultime (ELU) : Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure,
- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement),
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement),
- Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite,
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Eq.1.9})$$

γ_b est le coefficient de sécurité du béton, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle (séisme par exemple),
- $\gamma_b = 1,5$ en situation courante.

Il faut noter que dans la formule de f_{bu} 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères. θ est un coefficient d'application des actions considérées :

- $\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h,
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h ($1h > \text{durée} < 24h$),
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient une contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton de $14,2\text{MPa}$.

Diagramme contraintes-déformations du béton : Le diagramme contraintes-déformations du béton a deux variantes.

Variante 1: Le diagramme parabole-rectangle représenté par la figure suivante :

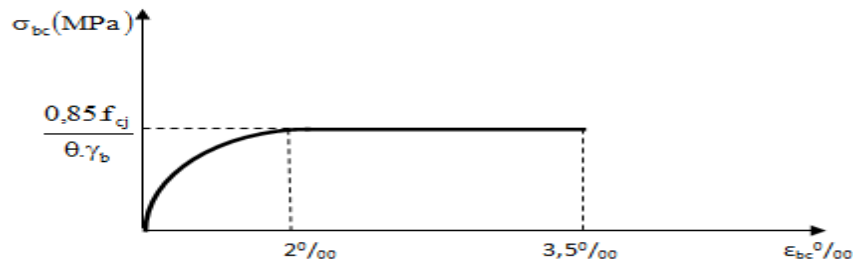


Figure I.4 : Diagramme parabole-rectangle.

Variante 2 : Le diagramme rectangle simplifié

C'est un diagramme très utilisé dans les calculs en raison notamment de :

- Sa simplicité d'emploi,
- Sa concordance satisfaisante en flexion simple avec le diagramme parabole rectangle.

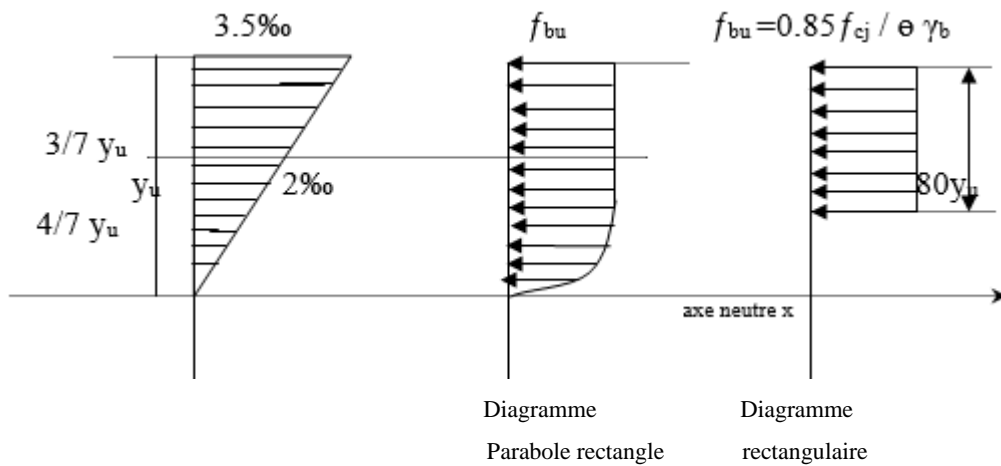


Figure I.5 : Diagramme rectangle simplifié.

Avec:

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à "j" jours:

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

θ : coefficient qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour une durée d'application} > 24\text{h.} \\ 0,9 \text{ pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24\text{h.} \\ 0,85 \text{ si la durée} < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.

- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

- Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

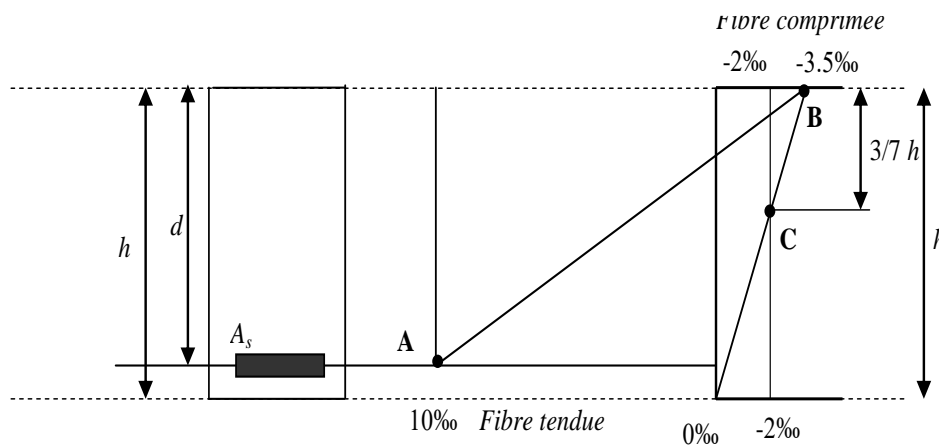


Figure I.6 : Diagramme des déformations limites de la section.

Etat limite de service (ELS) : L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures,
- Compressions excessives du béton,
- Déformations excessives et ou inconfortables,
- Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à $0,6f_{cj}$; soit dans notre cas: $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

La contrainte de cisaillement ultime est fonction de la nature des fissurations. Ainsi :

- ✚ lorsque la fissuration est peu nuisible et obtenu par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,20 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5\text{MPa} \right\}$$

- ✚ lorsque la fissuration est très préjudiciables ou préjudiciables et déduit par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4\text{MPa} \right\}$$

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures,
- Le béton tendu est négligé,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques,
- le coefficient d'équivalence « n » est pris égal à 15.

III.4.3. Les aciers :

Les armatures d'un béton armé sont les aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface (RL, HA).

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235MPa
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticité garanties de 400MPa et 500MPa
- Treillis soudés (TS) de type TS500.

Pour notre projet, les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- ✚ Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- ✚ Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- ✚ Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

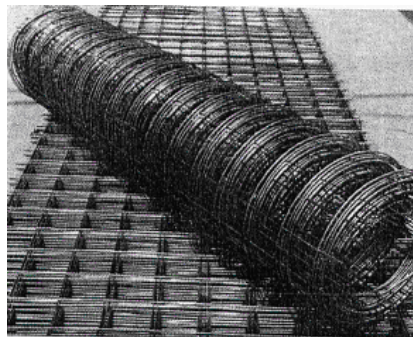


Figure 1.7 : Photo d'un rouleau de treillis soudés.

Module d'élasticité longitudinal de l'acier : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à 200000MPa.

Coefficient de poisson des aciers : Il est pris égal à 0,3.

Contraintes limites dans les aciers : Elles dépendent de l'état considéré, ainsi :

a) Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse} = 187\text{MPa} \\ \text{Barre HA} = 348\text{MPa} \end{cases}$$

Etat limite de service : La contrainte à l'état limite de service est fonction de la nature des fissures ; trois cas de figures peuvent se présenter :

Cas 1 : Fissuration peu nuisible : La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

Cas 2 : Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à Haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

Cas 3 : Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ 0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Diagramme contraintes-déformations :

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à ϵ_1 , une droite oblique d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon$ et de pente ($E_s=2.105\text{MPa}$) .
- Et de ϵ_1 à 10‰ , une droite horizontale d'équation : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

Avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situations fondamentales} \\ 1 & \text{situations accidentelles} \end{cases}$

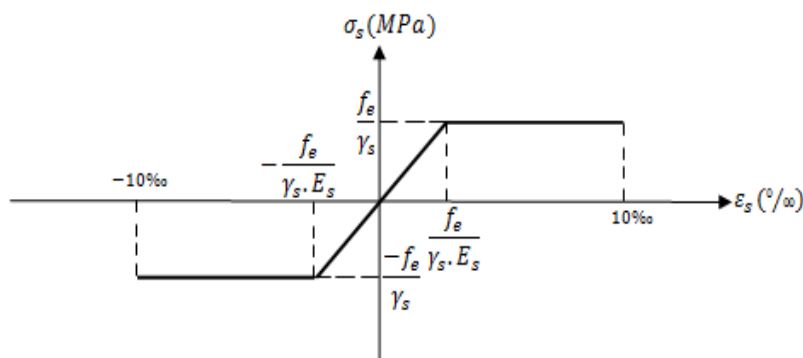


Figure I.8 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

Enrobage des armatures : Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage «c» des armatures et le prendre au moins égal à :

- $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c > 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

4. Contexte réglementaire :

Actuellement en Algérie, les bureaux d'études spécialisés dans la conception et le calcul des structures utilisent les règlements suivants :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA/93 (DTR-BC 2.41).
- Règles de conception et de calcul des structures en acier CCMA97 (DTR B.C. 2.44).
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99-version 2003 (DTR B.C. 2.48).
- Règlement neige et vent RNV1999 (DTR C 2-4.7).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C. 2.2).
- Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton (DTR B.C. 2-4.10).

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments et charges considérées

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments et charges considérées

I. Pré-dimensionnement des éléments :

Le pré-dimensionnement des éléments est une étape importante dans le calcul des bâtiments. Il a pour principal objectif d'estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage. Les résultats obtenus par cette opération peuvent ne pas être définitifs. En effet, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase où l'on tiendra compte des différentes charges considérées (charges permanentes, d'exploitation, accidentelles, etc.).

I.1. Charges considérées dans les calculs :

Evaluation des charges :

Avant de dimensionner un ouvrage, il faut évaluer les charges qu'il devra supporter. Les charges sont des forces, des déformations (retrait, fluage,) ou des accélérations (séismes) qui s'appliquent sur la structure ou ses composantes. Elles occasionnent des contraintes, des déformations ou des déplacements de la structure. L'étude des charges est appelée l'analyse structurale.

I.1.1. Contexte réglementaire Algérien :

Actuellement en Algérie, les bureaux d'études spécialisés dans la conception et le calcul des structures utilisent les règlements suivants :

- Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton (**DTR B.C. 2-4.10**) ,
- Règles de conception et de calcul des structures en acier CCMA/97 (**DTR B.C. 2.44**) ,
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A/93 (**DTR-BC 2.41**) ,
- Règles Parasismiques Algériennes RPA/2003 (**DTR B.C. 2.48**) ,
- Règlement neige et vent RNV/1999 (**DTR C 2-4.7**) ,
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C. 2.2**).

I.1.2. Actions sur les structures :

Les actions sont classées comme suit :

a) Actions permanentes notées par "G" : Elles comprennent :

- Poids, poussées et pressions des terres.
- Déformations permanentes imposées tels que les déplacements différentiels des appuis.
- Poids propre de tous les éléments de la structure.
- Poids propre des équipements fixes.

D'une manière générale, les charges permanentes sont déterminées à partir des volumes mis en place, pour le béton armé on admet une masse volumique de 2500kg/m^3 .

b) Actions variables, notées "Q" : Elles comprennent :

- 1) Charges d'exploitation: qui résultent de l'usage des locaux, du fonctionnement des équipements, de produits stockés dans les bâtiments, ...etc.
- 2) Charges appliquées en cour d'exécution.

Pour la tour étudiée, nous avons considéré les valeurs des charges d'exploitation suivantes (valeurs extraites du document techniques réglementaires" Charges permanentes et charges d'exploitation" :

- $Q = 100\text{kg/m}^2$ pour la toiture terrasse (non accessible).
- $Q = 150\text{kg/m}^2$ pour les planchers courants.
- $Q = 350\text{kg/m}^2$ pour les balcons.
- $Q = 250\text{kg/m}^2$ pour les escaliers.
- $Q = 500\text{kg/m}^2$ pour le plancher du RDC (à usage commercial "boutiques").
- $Q = 100\text{kg/ml}$ pour la main courante de l'acrotère.

c) Actions climatiques :

Nous avons considéré uniquement l'action de la neige. Sa valeur a été déduite conformément aux règles RNV/1999. Nous présentons ci-après le principe de calcul de la neige au niveau du territoire national conformément au DTR C 2-4.7 [6].

Détermination de la charge de la neige :

Les valeurs des surcharges considérées dépendent de la région et de l'altitude ou va se trouver la construction. La charge caractéristique de la neige "S" par unité de surface en projection horizontale s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (\text{Eq.2.1})$$

Avec :

S_k (en KN/m^2): charge de la neige au sol (source : météo avec un retour de 50 ans). Elle est donnée en fonction de l'altitude "H" de l'ouvrage et de sa zone climatique. Actuellement notre territoire est divisé en 4 zones climatiques (A, B, C et D).

μ : coefficient de forme, il est fonction de la forme de la toiture.

Calcul de l'action de la neige sur la tour :

Dans notre cas la toiture est horizontale et l'ouvrage est situé en zone A avec une altitude de 250m.

A partir de ces données, on peut calculer la valeur de la neige par mètre carré.

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

Soit pour notre cas (H = 250m):

$$S_k = \frac{0.07 \times 250 + 15}{100} = 0,325 \text{KN/m}^2$$

d) Actions accidentelles : On tiendra compte uniquement de l'action sismique. Elle sera évaluée conformément aux règles parasismiques Algériennes RPA/2003 [2].

1) Séisme

Valeur de l'effort sismique global : Conformément à l'article 4.2.3 des règles RPA/2003, les forces sismiques de calcul "V" dans les 2 directions seront déterminées d'après l'expression suivante :

$$V = \left(\frac{A \times D \times Q}{R} \right) W \quad (\text{Eq.2.2})$$

Avec :

A= coefficient d'accélération de zone (pour un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m, et implanté en zone II, sa valeur est de 0,2).

D = Coefficient d'amplification dynamique. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q = Facteur de qualité. Il s'agit d'un facteur intégré par la réglementation Algérienne, en vue de pénaliser de mauvaises dispositions architecturales des éléments porteurs vis-à-vis du comportement antisismique, un mauvais choix des matériaux de construction ou encore une absence de contrôle des travaux sur chantier. Il dépend de plusieurs facteurs notamment :

- ✓ la redondance et la géométrie des éléments qui les constituent ;
- ✓ la régularité en plan et en élévation ;
- ✓ la qualité du contrôle de la construction et des matériaux

R = Coefficient de comportement. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

W = Poids de la structure à considérer. Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charges permanentes et celles des équipements fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitations. Dans notre cas cette fraction est fixée à hauteur de 0,2.

Ces charges seront évaluées et pris en compte dans le calcul du ferrailage.

II. Détermination des dimensions des éléments porteurs et secondaires de la tour :

II.1. Les poutres :

A/ Poutres principales :

En générale, les formes et dimensions des poutres sont influencées par les conditions de limitation des flèches. Pour les poutres des planchers des bâtiments à usage d'habitation, les déformations doivent rester faibles sans nuire au bon fonctionnement :

- Des cloisons ,
- Des revêtements horizontaux et verticaux (sols, plafonds, murs) et ne doivent pas être à l'origine de désordres tels que la fissuration et le décollement.

En pratique, on admet, en première approximation, que la hauteur des poutres (pour les bâtiments à usage d'habitation), doit répondre à la condition suivante :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \text{Portée} \quad (\text{Eq.2.3})$$

Où h désigne la hauteur de la poutre .

Ce qui donne pour une portée maximale de 380cm, les valeurs limites suivantes :

$$\Rightarrow \frac{380\text{cm}}{15} = 25,3\text{cm} \leq h \leq \frac{380\text{cm}}{10} = 38\text{cm}$$

On choisit une hauteur de poutre de 35cm. Concernant la largeur, l'on opte pour 30cm.

Dimensions des poutres principales : $(b \times h)_{\text{Poutre}} = (30 \times 35)\text{cm}^2$

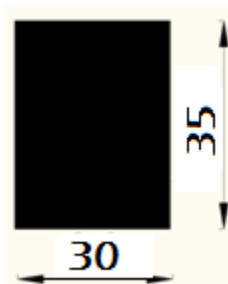


Figure II.1 : Section des poutres principales et secondaires.

Vérifications des dimensions calculées : Les dimensions des poutres doivent respecter l'article:7.5.1 des règles RPA/99 [2] qui stipule que :

- ♦ $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$, condition vérifiée.
- ♦ $h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- ♦ $h/b = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

Les trois conditions du RPA/2003 sont vérifiées, on peut donc conserver pour toutes les poutres une section de $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

B/ Poutres secondaires : Les poutres secondaires présentent les mêmes portées que les poutres secondaires, on conservera donc les mêmes dimensions, soit $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

II.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou plus rarement circulaire. En pratique, les poteaux sont pré-dimensionnés à partir du risque de flambement (limitation de l'élanement du poteau au maximum autorisé) ou encore à partir du critère de résistance : l'effort normal total agissant au niveau du pied de poteau reste admissible c'est-à-dire ne dépassant pas la capacité du béton utilisé. Le partage des charges verticales entre les différents éléments porteurs se faisant généralement au prorata des surfaces. Ces règles simples permettent d'avoir un ordre de grandeur des dimensions à donner aux poteaux dans la phase avant-projet.

Condition de non flambement : Pour notre cas, puisque les poteaux sont encastés jusqu'aux fondations, alors la longueur de flambement vaut :

Poteau des étages courants : la hauteur des poteaux entre planchers est de 3.06m.

$$l_f = 0,707l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

Élanement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{hb^3}{12(bh)}}} = \frac{214}{\sqrt{\frac{45^3 \cdot 45}{12(45 \cdot 45)}}} = 16.47 \pi 50$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement.

Poteau du RDC : la hauteur des poteaux entre planchers est de 4,08m.

Longueur de flambement :

$$l_f = 0,71l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,85 \text{ m}$$

Élanement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{hb^3}{12(bh)}}} = \frac{285}{\sqrt{\frac{45^3 \cdot 45}{12(45 \cdot 45)}}} = 21.93 \pi 50$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement.

Ainsi le risque de flambement des poteaux est vérifié et finalement on optera pour des poteaux de sections carrées de $(45.45) \text{cm}^2$.

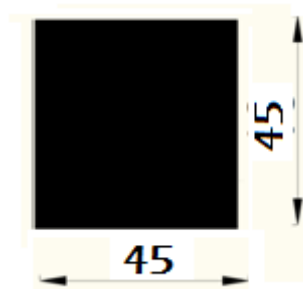


Figure II.2 : Section transversale des poteaux.

Vérification des exigences du RPA : En Algérie, et indépendamment des charges et de la géométrie de la structure, les règles parasismiques imposent des dimensions minimales à respecter. Ainsi les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires, doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.1 : Dimensions minimales des poteaux rectangulaires.

$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	en zones I et IIa
$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	en zones IIb et III
$\text{Min}(b, h) \geq \left(\frac{\text{Hauteur poteau}}{20} \right)$	quel que soit la zone
$\frac{1}{4} \pi \frac{b}{h} \geq \pi \cdot 4$	quel que soit la zone

Les quatre conditions sont vérifiées on conservera une section carrée de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour l'ensemble des poteaux.

II.3. Les planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales (dans les usines, il arrive dans certains cas de donner une légère pente, afin de permettre l'écoulement des eaux de lavage) limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils doivent être conçus de façon à :

- ✚ Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique;
- ✚ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier;
- ✚ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux;
- ✚ Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas.

A) Planchers corps creux

On a opté pour les étages courants pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation et de coffrage,
- diminution du poids de la structure.

Le pré-dimensionnement des planchers tient compte des trois critères suivants :

Critère 1 : *Résistance au feu*. Pour assurer une sécurité vis-à-vis des incendies, on admet les valeurs suivantes :

- e = 7cm ► pour une heure de coupe-feu.
- e = 11cm ► pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5cm ► pour un coupe-feu de quatre heures.

Critère 2 : *Condition de résistance à la flexion* :

$$\text{épaisseur du plancher} \geq \frac{L}{22.5} = \frac{340}{22,5} = 15,1\text{cm}$$

Critère 3 : *Isolation phonique*. Selon les recommandations de la théorie de la loi des masses, l'épaisseur d'un plancher doit être supérieure ou égale à 14cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Conclusion : On adoptera un plancher en corps creux de 20cm d'épaisseur : 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

B) Plancher en dalle pleine

Là aussi le pré-dimensionnement tient compte des trois critères suivants :

Critère 1 : *Résistance au feu*. Pour assurer une sécurité vis-à-vis des incendies, on admet les valeurs suivantes :

- e = 7cm ► pour une heure de coupe-feu.
- e = 11cm ► pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5cm ► pour un coupe-feu de quatre heures.

Critère 2 : *Condition de résistance à la flexion*. Si le rapport des portées des panneaux est supérieure à 0,4 (cas de nos panneaux) alors l'épaisseur des dalles doit répondre aux valeurs suivantes :

- épaisseur du plancher : $h \geq \frac{l_x}{30} = \frac{340}{30} = 11,33\text{cm}$ pour un panneau isolé ;
- épaisseur du plancher : $h \geq \frac{l_x}{40} = 8,5\text{cm}$ pour un panneau continue.

Critère 3 : *Isolation phonique*. Selon les recommandations de la théorie de la loi des masses, l'épaisseur d'un plancher doit être supérieure ou égale à 14cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Conclusion : On adoptera pour le plancher drez-de-chaussée une hauteur pour la dalle de 15cm.

Concernant le pré-dimensionnement des dalles des balcons on adoptera une épaisseur de 15cm.

II.4. Pré-dimensionnement les voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 du DTR B-C 2.42. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges
- Les actions horizontales les effets de séisme et/ou du vent
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des règles RPA/2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition suivante :

$$(L \geq 4e) \quad (\text{Eq.2.4})$$

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

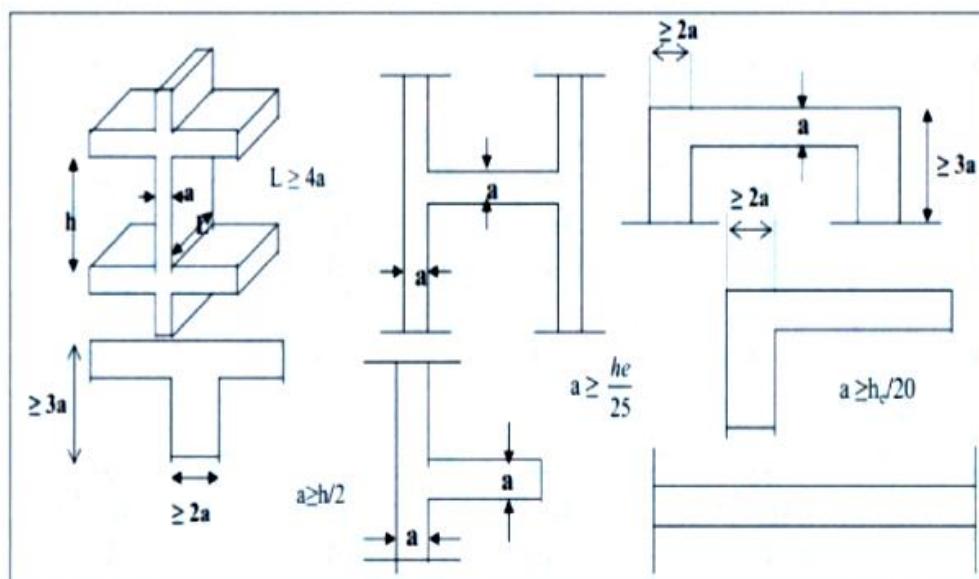


Figure II.3 : Coupe en élévation d'un voile avec les conditions pour le dimensionnement.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage

L'épaisseur minimale des voiles en Algérie est de 15cm. Aussi, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h" et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure précédente. Ainsi pour les voiles rectangulaires, l'épaisseur "a" doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq h/20 = 408/20 = 20,4\text{cm} \cong 20\text{cm}$$

Ainsi la totalité des voiles auront une épaisseur de 20cm et elle sera maintenue fixe tout le long la hauteur.

II.5. Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection des lignes conjonctives entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il a aussi le rôle de protection du personnel d'entretien (vu que notre terrasse est inaccessible). Il est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

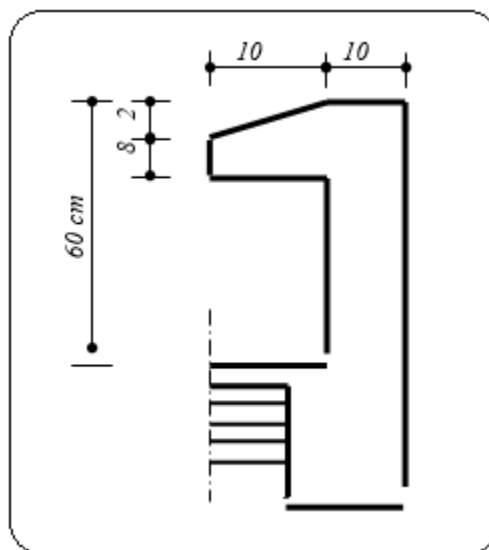


Figure II.4 : Coupe verticale de l'acrotère.

Les dimensions de l'acrotère :

Hauteur = 60cm.

Epaisseur = 10cm.

III. Evaluation des charges :

III.1. Plancher terrasse non accessible :

La terrasse est inaccessible et elle est réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

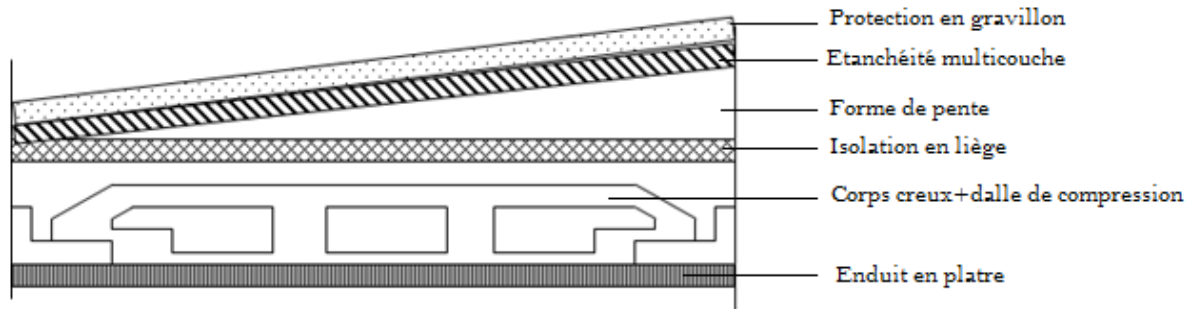


Figure II.5 : Constituants du plancher terrasse.

Tableau II.2 : Charges sur le plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	/	/	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1400	280
6- Enduit plâtre	2	1000	20

Soit une charge permanente totale $G = 633\text{kg/m}^2$ et une surcharge d'exploitation de $Q = 100\text{ kg/m}^2$

III.2. Planchers des étages courants

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

Tableau II.3 : Charges sur les planchers courants.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	2
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

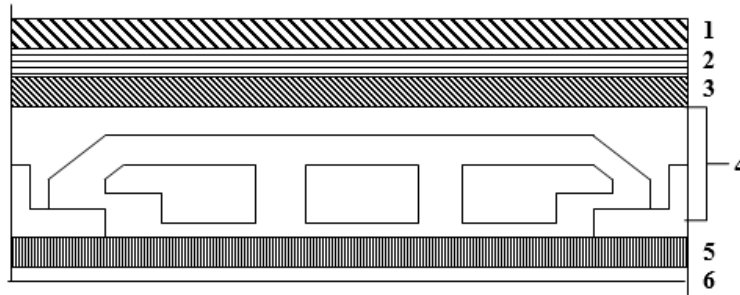


Figure II.6 : Planchers étages courants.

III.3. Plancher du RDC (dalle pleine) :

Tableau II.4 : Charges sur le plancher du RDC.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Carrelage	0,02	2000	44
2- Mortier de pose	0,02	2000	40
3- Lit de sable	0,03	1800	36
4- Dalle en béton armé	0,15	2500	375
5- Enduit de plâtre	0,02	1000	20
5- Cloison	0,1	1000	75

► G = 590kg/m²

► Q = 500 kg/m²

III.4. Murs extérieurs en maçonnerie : (épaisseur = 30cm)

La maçonnerie sera réalisée est en briques creuses de 10 et 15cm d'épaisseur (photos II.7).

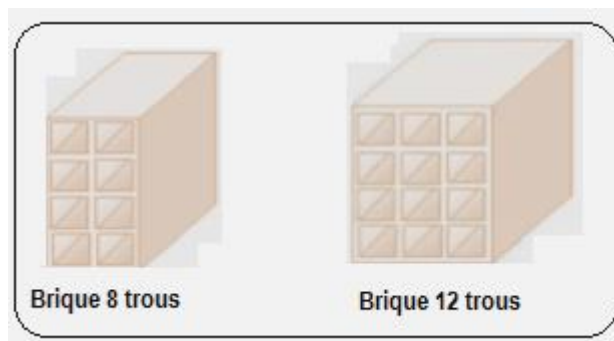


Figure II.7 : Photos des briques creuses de 10 et 15 trous.

Tableau II.5 : Charges sur les murs extérieurs.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	1800	36
2	Brique creuse	0.15	700	130
3	Brique creuse	0.1	700	90
4	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
			Total	276

III.5. Les balcons (épaisseur = 15cm) :

Tableau II.6 : Charges sur les balcons.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Carrelage	0,02	2000	40
2- Mortier de pose	0,02	2000	40
3- Lit de sable	0,03	1800	36
4- Dalle en BA	0,15	2500	375
5- Enduit de ciment	0,02	1000	20

▶ G = 510kg/m²,▶ Q = 350 kg/m²

III.6. Les voiles (épaisseur = 20cm) :

Tableau II.7 : Charges sur les voiles.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	1800	36
2	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
3	Voile en béton	0,2	2500	500
			Total	556

III.7. Les escaliers :

a) Palier

Tableau II.8 : Charges sur les paliers des escaliers.

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	0,02	2000	40
2- Mortier de pose	0,02	2000	40
4- Dalle en BA	0,15	2500	375

► G = 455kg/m²

► Q = 250kg/m²

b) Paillasse :

Tableau II.9 : Charges sur les paillasses.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Carrelage	2	2000	40
2- Mortier de pose	2	2000	40
4- Dalle pleine	0,15/cos30°	2500	433
5- Poids des marches	0,17/2	2500	212,5

► G =725,5kg/m²

► Q = 250kg/m²

II .3.8) Les poteaux : Le pré-dimensionnement à partir de la descente des charges est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

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

Avec :

B_r = Section réduite du poteau,

A_s = Section des aciers comprimés prise en compte dans le calcul,

f_{c28} = résistance à la compression de béton (25MPa),

f_e = limite d'élasticité des aciers utilisés (400MPa),

γ_b = 1,5 coefficient de sécurité du béton,

γ_s = 1,15 coefficient de sécurité de l'acier,

α = coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux, coefficient qui prend les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2, & \text{si : } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda/35)^2)} & \text{si : } \lambda \leq 50. \end{cases}$$

Loi de régression des surcharges d'exploitation : Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q, Q représente la charge d'exploitation.

On se fixe provisoirement un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 des règles CBA/93. Dans ce cas, le coefficient α vaut :

$$\alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda/35)^2)} = \frac{0,85}{(1 + 0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2)} = 0,708$$

Pour rester dans le cas le plus défavorable, on supposera que le poteau ne comporte pas d'armatures. ($A = 0$). Donc :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right)$$

La section réduite des poteaux est obtenue en soustrayant 2cm dans chaque direction, soit :

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

On fera le calcul pour les poteaux intermédiaires qui reprennent la plus grande part des charges verticales. La figure suivante présente le calcul de la surface afférente du poteau le plus sollicité.

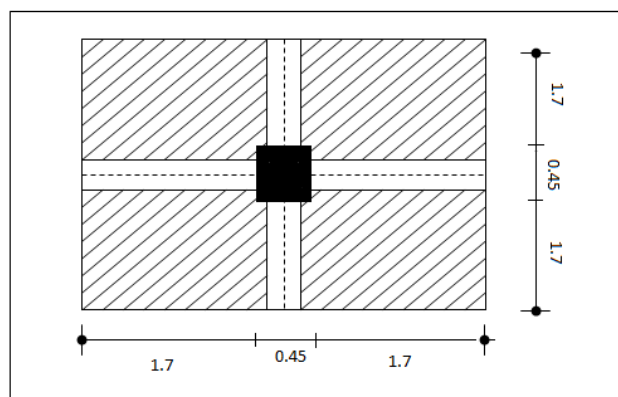


Figure II.8 : Détermination de la surface afférente du poteau le plus sollicité.

$$\text{Surface afférente des poteaux intermédiaires} = (1.7)^2 \times 4 = 11,56\text{m}^2$$

Tableau II.10 : Descente de charge au niveau du poteau intermédiaire le plus sollicité.

Section	Designation	G (Kn)	Neige	Q
	Plancher terrasse 348 X 11.56	40	0,325	
	Poutre transversale (P. P) 0.3X0.35X25X(1.7+1.7)	9		
(1-1)	Poutre longitudinale (P.S) 0.3X0.35X25X(1.7+1.7)	9		
	Surcharge: 1x 11.56			12
Σ		58		12
	Venant de (1-1)	58		12
(2-2)	Poteau 25 (0.45. 0.45). 3.06	15		
	Cloisons : 75 (1.7. 1.7) + 75(1.7*1.7) + 25*(1.7*2.71*0.15)	22		
Σ		95		12
	Venant de (2-2)	95		12
	Plancher étage 2.17 x 11.56	25		
(3-3)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge 1.5 x 11.56			29
Σ		138		29
	Venant de (3-3)	138		29
(4-4)	Poteau	15		
	Cloisons	22		
Σ		175		29
	Venant de (4-4)	175		29
	Plancher étage	25		
(5-5)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
Σ		218		46
(6-6)	Venant de (5-5)	218		46
	Poteau	15		
	Cloisons.	22		
		255		46
	Venant de (6-6)			46
	Plancher étage	25		
(7-7)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
		298		63

	Venant de (7-7)	298		63
(8-8)	Poteau	15		
	Cloisons..	22		
		335		63
	Venant de (8-8)	335		63
	Plancher étage	25		
(9-9)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
		378		80
	Venant de (9-9)	378		
(10-	Poteau	15		
	Cloisons.	22		
		415		80
	Plancher étage	25		80
	Poutre transversale (P. P)	9		
(11-11)	Poutre longitudinale (P.S)	9		
	Surcharge:			17
Σ		458		97
	Venant de (11-11)	458		97
(12-12)	Poteau	15		
	Cloisons.	22		
Σ		495		97
	Venant de (12-12)	495		97
	Plancher étage	25		
(13-13)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
Σ		538		114
	Venant de (13-13)	538		114
(14-14)	Poteau	15		
	Cloisons..	22		
Σ		575		114
	Venant de (14-14)	575		114
	Plancher étage	25		
(15-15)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17

Σ		618		131
(16-16)	Venant de (15-15)	618		131
	Poteau	15		
	Cloisons.			131
		655		131
	Venant de (16-16)	655		131
	Plancher étage	25		
(17-	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
		698		
	Venant de (17-17)	698		
(18-	Poteau	15		
	Cloisons..	22		
		735		148
	Venant de (18-18)	735		148
	Plancher étage	25		
(19-	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
		778		
	Venant de (19-19)	778		
(20-	Poteau			
	Cloisons..	22		
		815		165
Σ		815		165
	Venant de (20-20)	815		165
	Plancher étage	25		
	Poutre transversale (P. P)	9		
(21-21)	Poutre longitudinale (P.S)	9		
	Surcharge:			17
Σ		858		
	Venant de (21-21)	858		
		15		182
(22-22)	Poteau			

	Cloisons.. :	22		
Σ		895		
	Venant de (22-22)	895		
	Plancher étage	25		
(23-23)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
Σ		938		
	Venant de (23-23)	938		
		15		199
(24-24)	Poteau			
	Cloisons.	22		
Σ		975		
	Venant de (24-24)	975		
	Plancher étage	25		
(25-25)	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
Σ		1018		
(26-26)	Venant de (25-25)			216
	Poteau	1018		
	Cloisons..	15		
		22		
		1055		216
	Venant de (26-26)	1055		216
	Plancher étage	25		
(27-	Poutre transversale	9		
	Poutre longitudinale	9		
	Surcharge			17
		1098		233
	Venant de (27-27)	1098		
(28-	Poteau	15		
	Cloisons.	22		
		1135		233
	Venant de (28-28)	1135		
(29-	Poteau	15		
	TOTALE	1150	0,325	233

L'effort de compression à l'état limite ultime dans le poteau le plus sollicité est égal à :

$$N_u = 1,35(G) + S_n + 1,5(Q)$$

Ainsi à la base, le poteau intermédiaire sera sollicité par un effort ultime de :

$$N_u = 1,35(1150) + 32,5 + 1,5(233) = 1914 \text{ kN} = 191.4 \text{ tonnes.}$$

Il faut s'assurer que cet effort peut être supporté, en toute sécurité, par la section proposées pour les poteaux et qui est de (45.45)cm². Cette condition s'écrit :

$$N_u = 1915000N \leq \frac{\alpha \times Br \times f_{c28}}{(0,9\gamma_b)} = \frac{0,708 \times (450 - 20)(450 - 20) \times 25}{(0,9 \times 1,5)} = 2424244N$$

La condition est vérifiée, on peut donc conserver pour les poteaux la section proposée, soit des poteaux carrées de 45cm de côté.

Le tableau II.11 récapitule les différentes charges qui vont être utilisées par la suite pour ma détermination des ferrillages des divers éléments de la structure.

Tableau II.11 : Récapitulatif des charges de calcul.

Élément	Charge permanente (kg/m ²)	Surcharge (kg/m ²)
Plancher terrasse non accessible	348	100
Plancher étage courant	217	150
Plancher RDC (dalle pleine)	375	500
Acrotère	172,5	100
Mur extérieur (e=30)	276	/
Balcon (e=15 cm)	510	350
Voile (e= 20 cm)	556	/
Escaliers - palier - paillasse	455	250
	725,5	250
Poteaux	506,25	/
Poutres principales	262.5	/
Poutres secondaires	262.5	/

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

PARTIE I : CALCUL DE L'ACROTÈRE

I. Rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé au niveau de la terrasse. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

Les acrotères hauts en béton armé : Les acrotères hauts sont réalisés sur toute leur hauteur en béton armé. Ils ne sont admis que s'ils surmontent des murs de façade en béton banché ou à ossature en béton armé avec maçonnerie de remplissage, L'espacement des joints verticaux ne peut dépasser:

- 8m dans les régions sèches ou à forte opposition de température,
- 12m dans les régions humides ou tempérées.

Les joints transversaux doivent être calfeutrés sur tout leur développé par un mastic élastomère.

I.1. Charges sur les acrotères :

Les acrotères sont soumis aux actions suivantes :

- 1) Les charges permanentes principalement leur poids propre.
- 2) Les charges d'exploitations (dite main courante).
- 3) Les charges d'entretien des toitures: Les charges d'entretien sont considérées comme des actions variables au même titre que les charges d'exploitation. Il est précisé que ces charges ne sont pas cumulables avec les charges climatiques.
- 4) Les charges climatiques, principalement le vent.
- 5) Les charges accidentelles: La seule charge accidentelle à prendre en compte est celle due aux séismes.

I. 2. Détermination des armatures de l'acrotère :

L'acrotère sera ferrailé en flexion simple (dans la plupart des cas le poids propre de l'acrotère est négligé) sous l'action d'un moment découlant du cas le plus défavorable entre l'action de la main courante "Q" et l'action sismique représentée par une force horizontale notée «F_p».

Effets horizontaux sur les gardes corps :

Les appuis de balcons, garde-corps, rampes et leurs ouvrages seront calculés pour une force horizontale appliquée à la partie supérieure dont la valeur est :

- 1) $F = 100\text{kg/ml}$ pour les emplacements recevant du public.
- 2) $F = 60\text{kg/ml}$ pour les emplacements privés.

Ainsi valeur de la main courante pour le calcul de notre acrotère sera de 100kg/ml .

Force sismique sur l'acrotère :

Selon la réglementation en vigueur en Algérie, les acrotères doivent résister en cas de séisme. Et dans ce cas l'action sismique sur ces éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles RPA/2003. Selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères et les cheminées par exemple) sont calculées suivant la formule suivante:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Eq.3.1})$$

Avec :

A = Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 du RPA,

C_p = Facteur de force horizontale = 0,8 (voir tableau 6.1 du RPA/99),

W_p = Poids propre de l'acrotère.

La figure suivante présente la coupe vertical de l'acrotère de la tour.

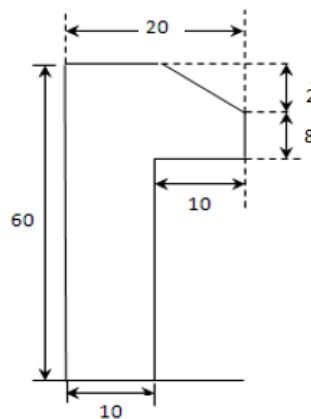


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère du bâtiment étudié.

Evaluation des charges sur l'acrotère :

Calcul du poids " W_p " de l'acrotère : il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur unité ($b = 1\text{m}$).

$$W_p = \gamma_{\text{béton}} \times S \times 1\text{ml}$$

$$W_p = 2500 \times \left[\frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) \right] = 172,5\text{kg}$$

Effort sismique "F_p" au sommet de l'acrotère :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 172,5 = 82,8 \text{ kg/ml ;}$$

Valeur de la main courante "F" :

$$F = 100 \text{ kg/m}$$

A l'état limite ultime, l'action de la main courante sera majorée de 50%, soit :

$$F_{ELU} = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$$

On constate que l'action de la main courante est supérieure à celle induite par le séisme. Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferraillement de l'acrotère.

Ferraillement de l'acrotère : Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur de 1m:

$$\text{Hauteur utile : } d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$$

Calcul des moments aux état limites ultimes "M_u" et de service "M_s":

Etat limite ultime :

Le processus de ferraillement en flexion des sections rectangulaires est exposé en annexe 1.

$$M_u = F_{ELU} \times h_{\text{acrotère}} = 150 \times 0,6 = 90 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 14,17 \text{ MPa;}$$

$$\mu = \frac{90 \cdot 10000}{1000(80)^2 \cdot 14,17} = 0,0099 < \mu_l = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0124$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0124) = 0,995$$

Section d'acier à l'état limite ultime :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90 \times 10000}{0,995 \times 80 \times 348} = 32,5 \text{ mm}^2$$

Etat limite de service :

$$M_{ELS} = F \times h_{\text{acrotère}} = 100 \times 0,6 = 60 \text{ kg.m}$$

Bornage de la contrainte dans les aciers:

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors:

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_{ser}}{b_0 (h-c)^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 60 \times 10^4}{1000 (100-20)^2 \times 201,6} = 0,0139$$

$\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,0139 \Rightarrow \alpha = 0,115$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,115)^2}{30(1 - 0,115)} = 39,8 \text{ mm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de:

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \alpha}{n(1 - \alpha)} = \frac{215,6 \times 0,115}{15(1 - 0,115)} = 1,75 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte de compression est vérifiée.

Condition de non fragilité : Elle s'écrit :

$$A_{\min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2$$

Par ailleurs la norme (NF P10-203-1) relative au document règlementaire unifié 20.12, impose pour les acrotères une section minimale égale à :

$$A = 0,5 \left(\frac{B}{100} \right) = 0,5 \left(\frac{10 \times 60}{100} \right) = 3 \text{ cm}^2$$

Choix de la section des armatures : On adoptera la section la plus défavorable, soit :

$$A = \max(A_u; A_{ELS}; A_{\min}, A) = 3 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de **6HA8/ml**.

soit un espacement de 17cm.

Armatures de répartition (A_r) :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0,755 \text{ cm}^2$$

Soit pour les armatures de répartition une section constituée de **5HA8/ml**.

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$e \leq 25 \text{ cm}$$

$$e \leq 2,5b = 2,5 \times 10 = 25 \text{ cm}$$

Les deux conditions sont vérifiées, ainsi l'acrotère sera finalement armé de la manière suivante :

- ✚ Armatures principales (verticales) ► 6HA8/ml sur les deux faces
- ✚ Armatures secondaires (horizontales) ► 5HA8/ml sur les deux faces.

Vérification de l'effort tranchant :

Vis-à-vis du cisaillement, on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (\tau_u: \text{contrainte de cisaillement maximale})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

L'effort tranchant ultime vaut : $V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$; d'où une contrainte maximale de

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 80} = 0,019 \text{MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\overline{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} .$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversales.

Disposition des armatures : Etant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferrailage final est illustré à travers les deux figures suivantes :

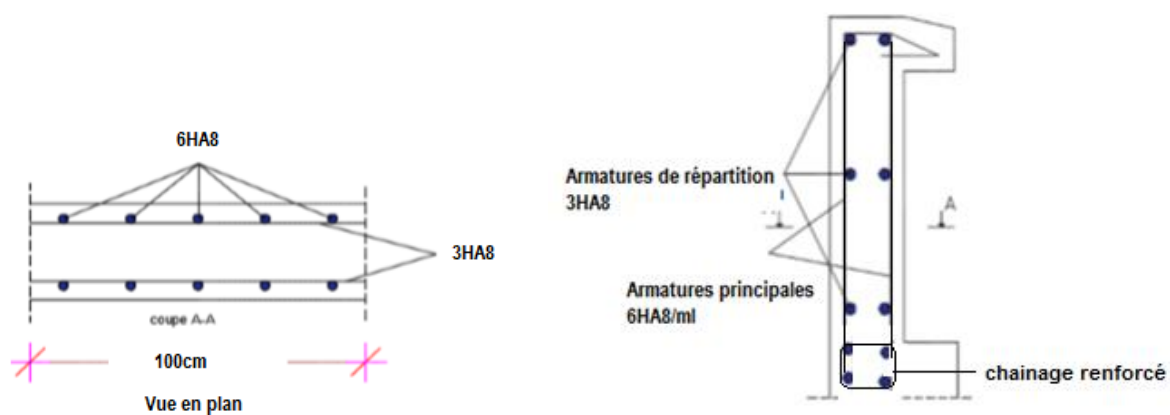


Figure III.2 : Schémas de ferrailages de l'acrotère.

Conception générale :

On placera un joint chaque les 8 mètres. Concernant la longueur de recouvrement des armatures de répartition, elle sera de :

$$\text{Selon les règles CBA/93 : } 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{cm}$$

$$\text{Selon les règles RPA/2003 : } 40\phi \text{ (zones II)} = 40 \times 0,8 = 32 \text{cm}$$

Ainsi, les armatures de répartition auront une longueur de recouvrement de 32cm. Les armatures principales ne nécessitent pas de recouvrement à cause de leur faible longueur.

Calcul du métré :

Le poids de l'acrotère est de 172,5kg par mètre linéaire de parement. Le périmètre du bâtiment est de :

$$\text{Périmètre} = 2(28,8 + 21,8) = 101,2 \text{m}$$

soit un poids global de : $101,2 \times 172,5 = 17457 \text{kg}$,

$$\text{Ce qui correspond à un volume de béton de : } \text{Volume béton} = \frac{17457}{2500} = 6,98 \approx 7 \text{m}^3$$

PARTIE II : CALCUL DES BALCONS

II. Introduction :

Les balcons sont généralement réalisés en dalles pleines. Ils sont encastres au niveau de poutres horizontales et seront calculés comme des consoles horizontales encastrees aux niveaux des poutres, et sollicités par les actions suivantes :

- 1) Son poids propre,
- 2) La surcharge d'exploitation, = 350kg/m² (selon le DTR BC-2.42),
- 3) Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur,
- 4) Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps

L'épaisseur "e" d'un balcon sera déterminée suivant l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{15} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

Où "l" représente la portée de l'encorbellement du balcon. Dans notre cas l = 1,2m, soit :

$$\frac{120}{20} = 6cm \leq e \leq \frac{120}{15} = 8cm$$

Les valeurs trouvées sont très faibles, on opte pour la valeur standard de 15cm.

II.1. Evaluation des charges sur le balcon :

- | | |
|--|----------------------------------|
| 1) Poids propre de la dalle en béton : | 0,15x2500 = 375kg/m ² |
| 2) Revêtement en carrelage + Mortier de pose : | 80kg/m ² |
| 3) Garde-corps métallique : | 100kg/ml |
| 4) Surcharge d'exploitation : | 350kg/m ² |

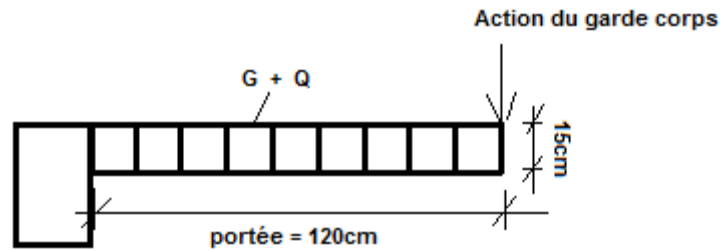
Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement ainsi que l'effort tranchant au niveau de l'encastrement (zone critique) sont calculés conformément aux 2 expressions suivantes :

$$\text{Moment} = \frac{\text{Ch arg e répartie} \times \text{portée}^2}{2} + \text{Ch arg e concentrée} \times \text{portée}$$

$$\text{Effort tranchant} = \text{Ch arg e répartie} \times \text{portée} + \text{Ch arg e concentrée}$$

La portée ainsi que les charges supportées par nos balcons sont représentées à travers la figure suivante :



Soit pour une portée de 1,2m, les valeurs suivantes :

$$M_u = 1,35 \left((375 + 80) 1,2 \times \frac{1,2}{2} \right) + 1,35(100 \times 1,2) + 1,5 \left((350) 1,2 \frac{1,2}{2} \right) = 982,2 \text{ kg.m}$$

$$M_s = \left((375 + 80) 1,2 \times \frac{1,2}{2} \right) + (100 \times 1,2) + \left((350) 1,2 \frac{1,2}{2} \right) = 699,6 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,35((375 + 80) 1,2) + 1,35(100) + 1,5((350) 1,2) = 1502,1 \text{ kg}$$

II.2. Calcul du ferrailage des balcons :

a) Calcul du ferrailage longitudinal :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. On déterminera le ferrailage pour une bande de 1 m de largeur.

Ferrailage à l'état limite ultime : $M_u = 982,2 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = \frac{982,2 \times 10000}{14,17 \times 1000 \times 130^2} = 0,041 < \mu_l = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,052$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,979$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{982,2 \times 10000}{0,979 \times 130 \times 348} = 221,7 \text{ mm}^2$$

Ferrailage à l'état limite de service : $M_s = 699,6 \text{ kg.m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où:

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \left[\frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \right\} = 202 \text{ MPa}$$

Détermination de α (à partir d'un abaque) :

$$\mu = \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \gamma_s} = \frac{30 \times 699,6000}{1000 \times 130^2 \times 202} = 0,061$$

Pour $\mu = 0,061$, on détermine à partir d'un abaque la valeur de $\alpha = 0,225$

Donc :

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,225^2}{30(1-0,225)} = 283 \text{mm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1$$

$$A_{\min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 130) \times \frac{2,1}{400} = 157 \text{mm}^2$$

$$A_{\text{principale}} = \text{Max}(A_u, A_s, A_{\min}) = \text{Max}(2,21, 2,83, 1,57) = 2,83 \text{cm}^2$$

Section adoptée : $A_{\text{principale}} = \mathbf{5HA10/ml}$.

Soit un espacement de 20cm.

Armatures de répartition :

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{principale}}}{4} = 0,98 \text{cm}^2$$

Choix : $A_r = \mathbf{5HA8}$.

Soit un espacement de 25cm.

Conditions à respecter pour les armatures :

Diamètre minimal: la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm, condition vérifiée, puisque le diamètre choisi est de 8mm.

Espacement minimal: En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales dans le sens porteur doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm}$$

Condition vérifiée puisque l'espacement réel des barres dans cette direction est de 25cm.

Ferraillage transversal :

La fissuration étant considérée comme préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

La contrainte tangente maximale vaut:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15021}{1000 \times 130} = 0,115 \text{MPa} \approx 2,5 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

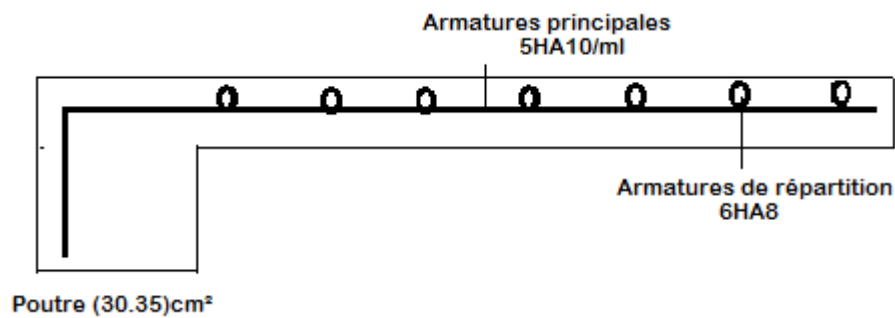


Figure III.3 : Schéma de ferrailage des balcons.

Calcul du métré :

Béton : Le poids de l'acrotère est de 375kg/ml par mètre linéaire de parement. Ce qui correspond à un volume (pour une bande de 1m de largeur) de béton de : $\text{Volume béton} = \frac{375}{2500} = 0,15 \text{m}^3 / \text{ml}$

Pour calculer le volume total de béton nécessaire pour la réalisation des balcons, il suffit de multiplier ce chiffre par la largeur totale des balcons (2 balcons par étage, largeur = 3,4m). Ce qui donne pour les balcons : $\text{Volume béton pour les balcons} = 0,15 \times 28 \times 3,4 = 14,28 \text{m}^3$

Acier : Longueur des balcons = 3,4m

Nombre de barres principales par mètre linéaire = 5HA10. Soit 17Barres par balcon.

Nombre de barres de répartition = 6 HA8.

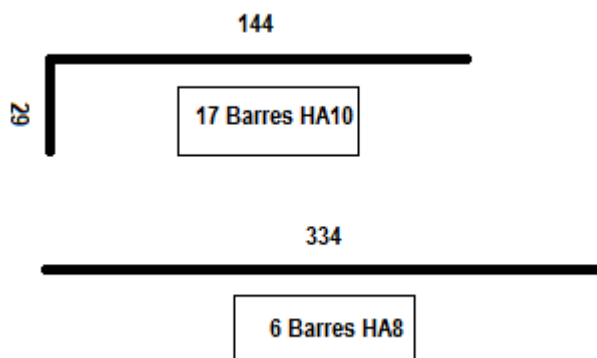


Tableau III.1: Métré acier pour les balcons.

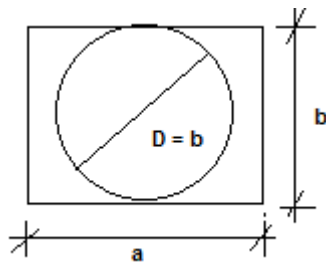
HA	8	10	Total
Longueur	20,04	29,41	49,45
(kg) poids	7,9	18,12	26,02

Ferraillage de la poutre d'appui :

La poutre d'appui du balcon est sollicitée par un moment de torsion correspondant au moment d'encastrement généré par le balcon, soit : $M_u = 982, 2\text{kg.m}$

Calcul du périmètre "u" et de la surface "S" :

Epaisseur fictive: On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi " b_t " est égale au sixième du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section. Dans le cas d'une section rectangulaire cela correspond à la largeur.



$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

Le périmètre "u":

$$u = 2(a + b - 2e) = 2(35 + 30 - 2 \times 5) = 110\text{m}$$

La surface " Ω ":

$$\Omega = (a - e)(b - e) = (35 - 5)(30 - 5) = 750\text{cm}^2$$

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{2\Omega e} = \frac{1502,1 \times 10^4}{2 \times 750 \times 10^2 \times 5 \times 10} = 2\text{MPa} \quad \tau_{u \text{ limite}} = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

La condition sur la contrainte est vérifiée.

Calcul des armatures longitudinales " A_l ":

Les armatures longitudinales sont calculées conformément à la relation suivante :

$$A_1 = \frac{T_u \times u}{2S \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{982,2 \times 10^4 \times 1100}{2 \times 750 \times 10^2 \times \left(\frac{400}{1,15} \right)} = 207 \text{ mm}^2 = 2,07 \text{ cm}^2$$

- Choix : $A_1 = \mathbf{6HA8} = 3,01 \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales " A_t " peuvent être déterminées à partir de l'égalité suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{T_u}{2S} \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Choisissons pour les armatures transversales un cadre **HA8**.

D'où une section transversale de $0,50 \text{ cm}^2$.

L'espacement des cadres sera de :

$$s_t = \frac{2 \times \Omega \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{T_u} = \frac{2 \times 750 \times 10^2 \times 0,50 \times 10^2 \times 348}{982,2 \times 10^4} = 266 \text{ mm} = 26,6 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de : $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

Vérifications du ferrailage :

Armatures longitudinales : Il faut vérifier la condition suivante :

$$A_{1 \min 1} = \frac{\tau_u \times e \times u}{2f_e} = \frac{1,31 \times 50 \times 1100}{2 \times 400} = 90 \text{ mm}^2 = 0,9 \text{ cm}^2$$

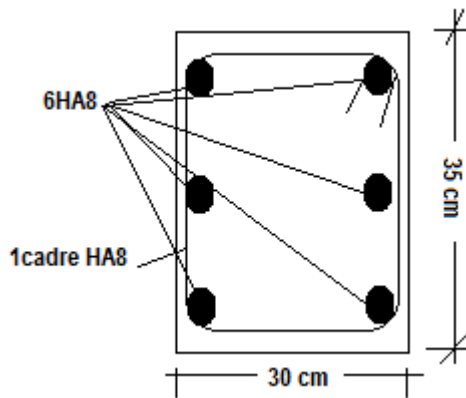
On constate que la condition est vérifiée puisque $A_1 = 4,02 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales : Il faut vérifier la condition suivant:

$$A_{t \min 1} = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{2f_e} = \frac{1,31 \times 50 \times 250}{2 \times 400} = 20,4 \text{ mm}^2 = 0,204 \text{ cm}^2$$

là aussi la condition est vérifiée puisque $A_t = 0,50 \text{ cm}^2$. Espacement 20 cm .

En définitive, la poutre qui en plus des armatures de flexion (qui eux seront déterminées par la suite) recevra un renfort d'armatures supplémentaires pour compenser le moment de torsion. Ces armatures de torsion seront placées au niveau du périmètre de la section comme le montre la figure suivante :



III.4 : Armatures de torsion de la poutre d'appui.

Calcul du métré :

Poutre : Une de dimensions (30.35.340)cm³.

Ce qui donne: Volume béton pour poutre balcon = $0,3 \times 0,35 \times 3,4 = 0,357\text{m}^3$

Acier : Portée de la poutre = 3,4m

Nombre de barres principales : 6HA8 .

Nombre de cadres : 1HA8 chaque les 20cm , soit 17 cadres .

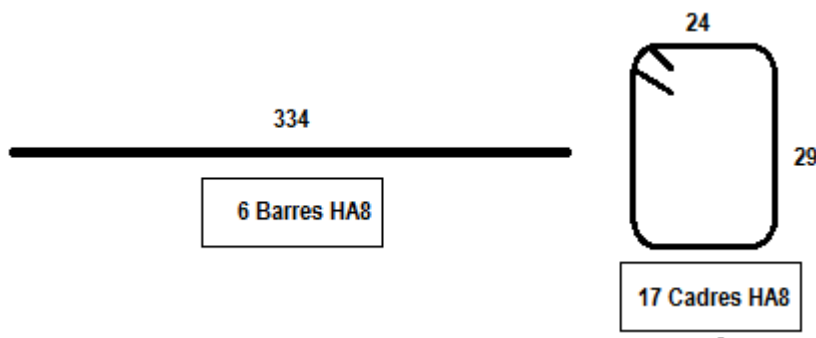


Tableau III.2 : Métré acier pour la poutre de support des balcons.

HA	8	cadres 8	Total
Longueur	20,04	11,73	31,77
(kg) poids	7,9	4,63	12,53

PARTIE III : CALCUL DES PLANCHERS

III. Rôles des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales (dans les usines, il arrive dans certains cas de donner une légère pente, afin de permettre l'écoulement des eaux de lavage) limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique;
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux;
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas. Dans notre projet, nous distinguons deux types : des planchers en dalle pleine et des planchers avec hourdis et corps creux; ils seront tous deux coulés sur place.

Dans notre projet, nous avons deux types de planchers, un plancher en dalle pleine pour le RDC et un plancher en corps creux pour l'ensemble des étages courants.

III.1. Planchers avec hourdis et corps creux :

Il s'agit de planchers, de hauteurs variables (généralement entre 16 et 32cm), constitué principalement de corps creux posés sur des nervures, le tout complété par un hourdis représenté par une dalle en béton armé de 4 à 6cm d'épaisseur. Une description de ce type de plancher est illustrée à travers la figure III.5.

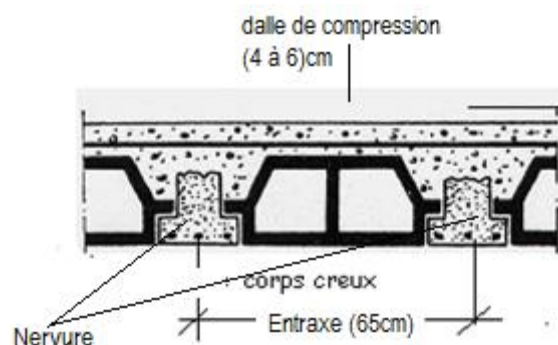


Figure III.5 : Description d'un plancher en corps creux.

b) Conditions à respecter pour le dimensionnement des planchers en corps creux :

Le dimensionnement des planchers en corps creux repose généralement sur le respect de trois critères : Isolation phonique (contre le bruit), Incendie (sécurité vis-à-vis des incendies) et résistance (notamment vis-à-vis des flèches excessives).

- **Condition 1 :** Isolation phonique : Afin d'assurer un confort aux usagers vis-à-vis du bruit, l'épaisseur du plancher doit être égale au minimum à 16cm.

$$\text{Épaisseur du plancher} \geq 16\text{cm,}$$

- **Condition 2 :** Sécurité incendie : Afin de donner le temps nécessaire aux pompiers d'intervenir pour éteindre un feu éventuel, l'épaisseur du plancher doit être égale au minimum à :

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

En général, il faut opter pour un coupe feu de deux heures.

- **Condition 3 :** Résistance à la flexion : Afin de réduire les flèches des planchers, les planchers doivent présenter une hauteur minimale (en fonction de la portée maximale) définie par l'inégalité suivante :

$$\text{épaisseur du plancher} \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : représente la longueur entre nus d'appuis de la plus grande travée.

Dans notre cas la longueur maximale de la travée de la poutrelle entre nus des appuis est de 3,8m.

Soit une hauteur à respecter de :

$$h_t \geq \frac{380}{22,5} = 16,9\text{cm}$$

Choix de la hauteur des planchers en corps creux : Elle se déduit de la condition la plus défavorable. Dans notre cas, c'est la première condition qui est déterminante (16cm). On opte pour une hauteur totale de plancher de 20cm..

Plancher en corps creux (16+4)cm :

- avec :
- 16cm ↔ pour le corps creux
 - 4cm ↔ pour la dalle de compression.

Dimensionnement des nervures (poutrelles) :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

La section transversale des nervures sera assimilée à une section en (T) comme l'indique la figure ci-dessous :

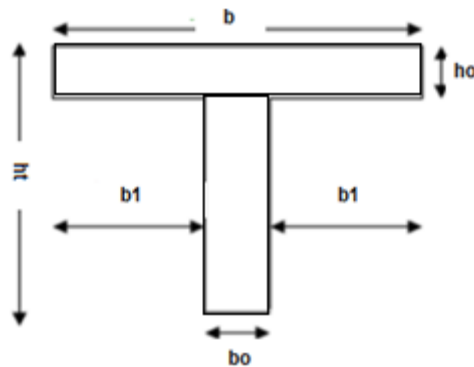


Figure III.6 : Section en T pour les poutrelles.

Avec :

h_0 : Hauteur de la dalle de compression (4cm),

b_0 : Largeur de la nervure,

b : Largeur de la dalle de compression.

Le tableau suivant récapitule les caractéristiques géométriques des poutrelles utilisées.

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques des nervures.

Épaisseur de la dalle de compression (h_0)	4cm
Épaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	10cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Détermination du ferrailage des nervures :

Les poutrelles à étudier seront assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour la détermination des sollicitations, on utilisera la méthode forfaitaire à cause de sa simplicité. Cependant son utilisation nécessite la vérification de certaines conditions présentées ci-après:

Domaine d'application :

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les quatre conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge permanente et 5kN/m^2 :

$$Q \leq \text{Max}\{2G, 5\text{KKN/m}^2\};$$

- L'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position;
- Les éléments des poutres ont une section constante;
- le rapport d'une portée sur les portées voisines est compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i-1}}, \frac{L_i}{L_{i+1}} \right) \leq 1.25$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaireSurcharge au niveau de la toiture terrasse

Surcharge d'exploitation $Q = 100\text{kg/m}^2 < 500\text{kg/m}^2$,

- 1) $Q = 100\text{kg/m}^2 < G = 348\text{kg/m}^2$.
- 2) La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées)
- 3) Les portées successives sont dans un rapport de 1 (compris donc entre : 0,8 et 1,25),
- 4) Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable.

L'ensemble des conditions sont respectées, on donc utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles.

1) Etude des nervures

Nous allons étudier uniquement la travée la plus sollicitée et on généralisera le ferrailage pour l'ensemble des autres travées. La travée étudiée représente une poutre continue sur 7 appuis, comme le montre la figure suivante :

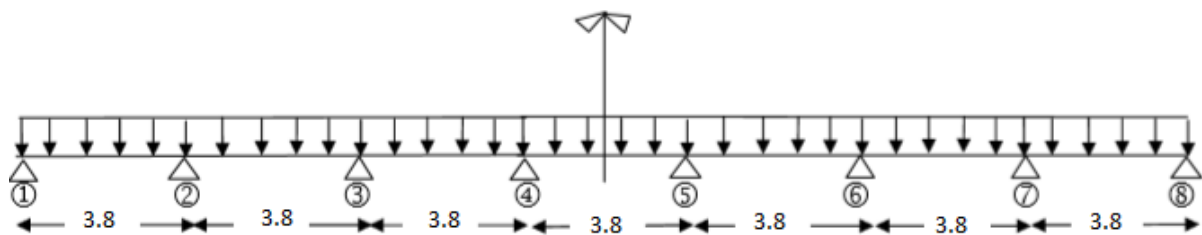


Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle à 7 travées.

2) Ferraillages des nervures du plancher terrasse

Le plancher terrasse recevra les charges suivantes : la charge permanente "G" comprenant le poids du plancher ainsi que celui du revêtement, l'action de la neige "S_n" et la charge d'exploitation "Q = 100kg/m²".

Evaluation des charges :

Tableau III.4 : Charges sur les nervures du plancher terrasse.

Plancher	G (kg/m ²)	S _n (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	1.35G+1.5Q+S _n	G+Q+0,77S _n
Terrasse	348	32,5	100	631,8	457,24

La charge linéique sur les poutrelles sera égale aux charges présentées dans le tableau suivant multiplié par l'entraxe, soit 65cm.

Charge totale à l'état limite ultime : $Q_u = 0,65 \times 631,8 = 410,67 \text{ kg/ml}$

Charge totale à l'état limite de service : $Q_s = 0,65 \times 457,24 = 297,21 \text{ kg/ml}$

Les valeurs des moments et des efforts tranchants nécessaires pour le calcul du ferraillage sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Valeurs des moments et efforts tranchants des nervures du plancher terrasse.

	Travée	A	M ₀	M _A	M _t
Etat limite ultime	BC	0,22	741,26	370,63	630,07
Etat limite de service	BC	0,22	536,46	268,23	455,99

Calcul des armatures des nervures :

Pour le calcul du ferraillage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section T soumise à la flexion simple. Selon les règles du béton armé :

Si : $M_u < M_t$, alors l'axe neutre se trouve dans la table de compression,

Si : $M_u > M_t$, alors l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Moment de la table de compression:

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 5894,72 \text{ kg. m} > M_{tr} = 630,071 \text{ kg. m}$$

Nous avons $M_u < M_t$, l'axe neutre se trouve donc au niveau de la table de compression, la section à étudier est une section rectangulaire (65×20)cm² soumise à la flexion simple.

• **A l'état limite ultime :**

Tableau III.6 : Valeur des moments en appuis et en travée à l'ELU.

	M_u	μ	A	B	A_u
Travée	630,07	0,0211	0,0226	0,989	1,017
Appuis	370,63	0,0124	0,0156	0,994	0,595

A l'état limite de service :

Tableau III.7 : Valeur des moments en appuis et en travée à l'ELS.

	M_u	μ	A	β	A_s
Travée	455,99	0,0152	0,019	0,992	0,734
Appuis	268,23	0,00896	0,0112	0,995	0,430

Condition de non fragilité : Elle s'écrit :

$$A_{\min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(10 \times 18) \times \frac{2,1}{400} = 0,22\text{cm}^2$$

Le récapitulatif des résultats sur le calcul des armatures des poutrelles pour le plancher terrasse est reporté sur le tableau suivant:

Tableau III.8 : Récapitulatif des résultats.

Désignation	$A_{\text{calculé}}$ (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$
Travée	1,017	1.41	0,22	1.41	2HA12
Appuis	0,595	0.22	0.222	0,595	1HA10

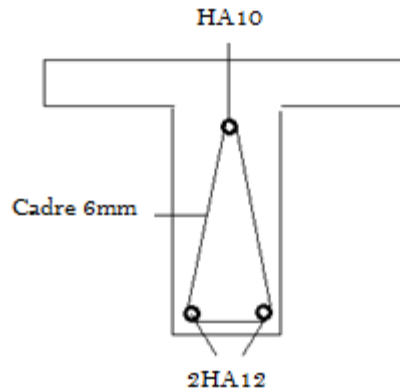


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des nervures du plancher terrasse.

Vérification du cisaillement :

La vérification au cisaillement se fait en comparant la contrainte de cisaillement (τ_u) à la contrainte de cisaillement admissible ($\bar{\tau}_u$). La contrainte de cisaillement se calcule comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ [MPa] ,}$$

Avec:

V_u : Effort tranchant ultime, calculé à partir de la charge ultime, selon l'expression suivante:

$$V_u = \frac{Q_u \times \text{portée}}{2} = \frac{410,67 \times 3,8}{2} = 780,27 \text{ kg}$$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{7802,7}{100 \times 180} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \text{Min} \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > 0,43 \text{ MPa}$$

La condition est largement vérifiée.

Calcul des nervures des étages courants :

Au niveau des étages courants seules interviennent les charges permanentes "G" et la surcharge d'exploitation "Q". Par ailleurs la fissuration étant peu nuisible, le calcul des armatures à l'état limite de service est inutile. Enfin Les valeurs des charges considérées sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Charges sur les nervures des planchers des étages courants.

Plancher étage courant	G [kg/m ²]	Q [kg/m ²]	q _u = 1,35G + 1,5Q
Etage courant	217	150	517,95

La charge linéaire sur la nervure vaut :

$$Q_u = 0,65 \times q_u = 0,65 \times 517,95 = 336,66 \text{ kg/m} ;$$

Pour le calcul des sollicitations nous avons utilisé la méthode forfaitaire, et les moments de calcul en travée (M_t) et en appui (M_a) sont reportés dans le tableau suivant:

Tableau III.10 : Valeurs des moments et efforts tranchants des nervures (étages courants).

Etat	Travée	A	M_0	M_A	M_t
ELU	BC	0,36	607,67	303,83	516,519

Le moment dans la table de compression vaut :

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 5894,72 \text{ kg.m} > M_{tr} = 516,519 \text{ kg.m}$$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc la section à étudier sera comme une section rectangulaire soumise à de la flexion simple. Nous reportons uniquement les valeurs trouvées du ferrailage.

Tableau III.11 : Valeur des moments en appuis et en travée à l'ELU.

Zone	M_u	μ	A	β	A_u
Travée	516,512	0,021	0,026	0,989	1.15
Appuis	303,83	0,013	0,014	0,994	0,670

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui s'écrit:

$$A_{min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Tableau III.12 : Section de ferrailage des nervures des étages courants.

Désignation	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	Choix
Travée	0,928	1.41	1.3	1.15	2HA12
Appuis	0,544	0.22	0.20	0.670	HA10

C'est le même ferrailage que celui des nervures de la toiture terrasse. Ainsi la totalité de nos nervures seront ferrillées longitudinalement par 2 barres HA12, en travée et 1 barres HA10 en appui.

Le tout relié par des cadres triangulaires de 6mm de diamètre. Le détail du ferrailage des nervures est présenté dans la figure suivante:

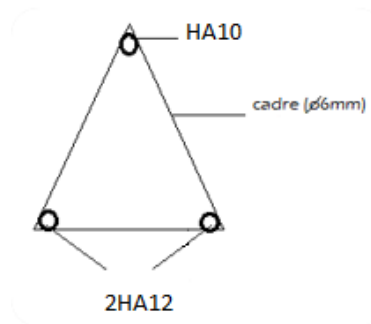


Figure III.9 : Détails des armatures des nervures.

Ferrailage de la dalle de compression des planchers avec hourdis et corps creux :

Le hourdis de 4cm d'épaisseur doit être ferrillé par des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures;
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Par ailleurs l'écartement entre-axes des nervures est de 65cm (compris donc entre 50 et 80cm), par voie de conséquent la section d'aciers perpendiculaires aux nervures, exprimée cm²/ml doit être au moins égale à:

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 0,02 \times l \times \frac{200}{f_e} \quad (f_e \text{ en MPa})$$

Avec:

f_e = limite élastique des aciers utilisés (500MPa),

l = portée entre-axes des nervures exprimée en centimètres (65cm).

soit dans notre cas :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 0,02 \times 65 \times \frac{200}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures de ces dernières, doivent avoir une section au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires. En général, le hourdis est armé de rouleau de treillis soudés à maille carrée ou rectangulaire.

$$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp \text{ nervures}}}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La dalle de compression sera ainsi ferrillée par un treillis soudé de 6mm de diamètre avec un maillage rectangulaire de 20cm.

$$A_{\perp \text{ nervures}} = A_{// \text{ nervures}} = 1,42 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

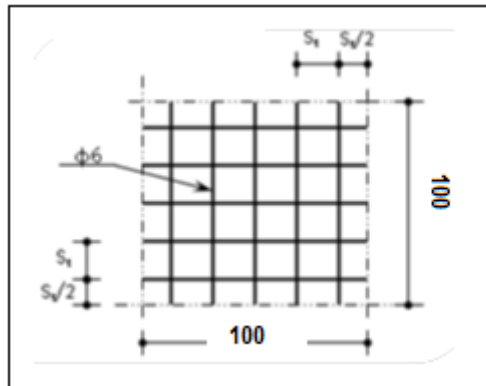


Figure.10 : Dispositions constructives des armatures de la dalle de compression.

III.2. Calcul du ferrailage du plancher en dalle pleine :

Pour la détermination des sollicitations on utilise la méthode simplifiée. La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

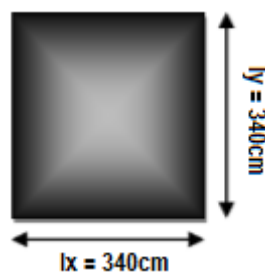


Figure III.11 : Dimensions des panneaux.

Le rapport des dimensions du panneau vaut :

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{3,4} = 1 \phi 0,4, \text{ Le panneau porte donc dans les 2 sens.}$$

Méthode de calcul des dalles portant dans les deux directions :

Si le rapport des portées est compris entre 0,4 et 1, alors la dalle sera considérée comme portante dans les deux directions. En pratique, deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul des moments dans les deux sens.

1. Les abaques de Pigeaud;
2. L'annexe des règles Algériennes CBA/93.

C'est la première méthode qui sera utilisée, ci-après un bref exposé.

- Abaques de Pigeaud:

Ces permettent de déterminer les moments maximaux suivant la petite et la grande portée pour les dalles rectangulaires, simplement appuyées sur leur pourtour, soumises aux charges suivantes:

1. Charge uniformément répartie sur toute la surface de la plaque;
2. Charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique de la plaque.

Dans le cas d'une charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, ont pour expressions :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = P(M_1 + \nu M_2)$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = P(M_1 \nu + M_2)$

Avec:

P = charge totale répartie sur la plaque à l'état limite considéré;

(M₁ ; M₂) = coefficients donnés par l'abaque de la figure III.12.

ν = coefficient de poisson, dont la valeur vaut 0.2 pour l'étude à l'état limite ultime.

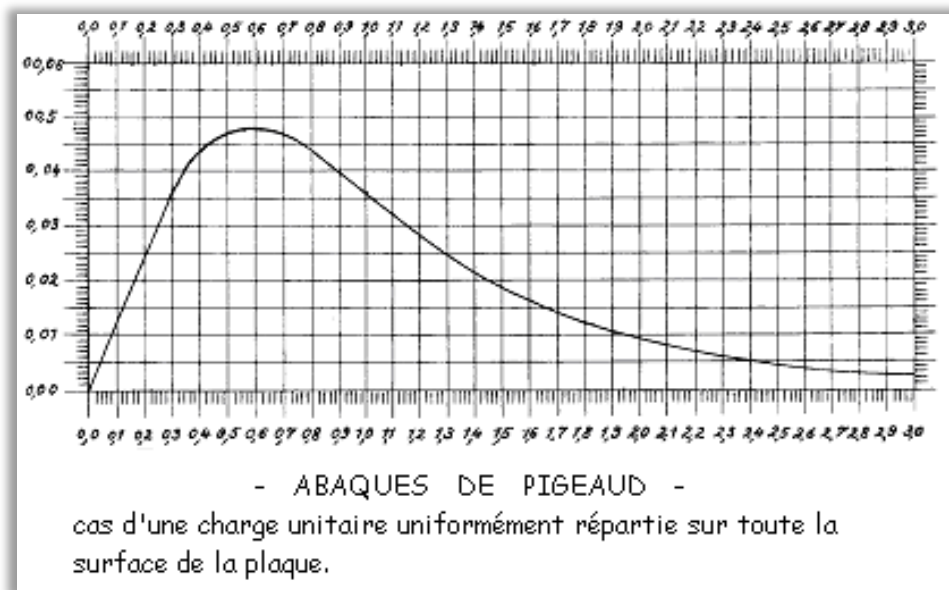


Figure III.12 : Abaques de Pigeaud pour les panneaux rectangulaires uniformément chargés.

Charges sur la dalle:

A l'état limite ultime, nous considérons la combinaison suivante :

$$P_u = 1,35 G + 1,5Q = (1,35(375) + 1,5(500)) 3,4 \times 3,4 = 14522 \text{ kg}$$

Les abaques de Pigeaud donnent:

$$\text{Pour } \varphi = 1 \rightarrow M_1 = 0,036; \text{ et } M_2 = 0,036$$

D'où les moments isostatiques suivants:

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_u = (0,036 + 0 \times 0,036) 14522 = 523 \text{ kg.m}$$

$$M_y = (M_1 \cdot \nu + M_2) = (0,036 \times 0 + 0,036) 14522 = 523 \text{ kg.m}$$

Compte tenu de la continuité, on adoptera comme valeurs des moments de calcul:

$$\text{En travée: } M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 0,85 \times 523 = 445 \text{ kg.m}$$

$$\text{En appui dans les 2 sens: } M_a = -0,5 M_x = -261 \text{ kg.m}$$

Ferraillage de la dalle :

La fissuration étant peu nuisible, on limitera l'étude uniquement à l'état limite ultime. La dalle sera calculée comme une poutre de largeur $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur $d = 0,13 \text{ m}$.

3.1) Ferraillage longitudinal

a) Armatures en travée

Le panneau étant carré, le ferraillage sera le même dans les 2 sens,

$$M_{tx} = 455 \text{ kg.m}$$

$$\mu_{tx} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4450000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,018 \pi \quad \mu_t = 0,392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,022$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,990$$

Section d'armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5675000 \text{ } \S 4450000}{0,990 \times 130 \times 348} = 99 \text{ mm}^2$$

La hauteur utile "d" à considérer dans les calculs, change selon la direction. Soit dx et dy , les valeurs respectives pour les barres d'armature dirigées dans les sens des axes x et y . La section A_x est prise comme celle dans la direction principale, c'est-à-dire du lit d'armature le plus proche de la face tendue:

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} :$$

b) Armatures en appui : $M_a = -261 \text{ kg.m}$

$$\mu_{ax} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2610000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,010 \pi \quad \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,995$$

Section d'armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2610000}{0,995 \times 130 \times 348} = 57 \text{ mm}^2 \text{ mm}$$

- Condition de non-fragilité: Elle s'écrit :

$$A_{\min} \geq 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_c} \right) \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) b \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) \left(\frac{3 - \frac{3,4}{3,4}}{2} \right) 1000 \times 130 = 157 \text{ mm}^2$$

Le minimum d'armatures dans notre cas correspond au ferrailage sur appui et en travée dans les 2 sens.

Les panneaux de la dalle seront ferrillés de la manière suivante:

En travée (armatures en bas) : **4HA12/ml** dans les 2 directions

En appui: (chapeaux placés vers le haut) : **4HA10/ml** dans les 2 directions.

4HA12 = 4,52 cm²

$$4,52 \text{ cm}^2 \phi \quad A_{\min} = 1,13 \text{ m}^2$$

Donc : La condition est vérifiée.

Conditions sur l'espacement des barres : Les charges sont réparties, on doit s'assurer que les espacements des barres répondent aux exigences suivantes :

Min entre 3h et 33cm = 33cm. condition respectée puisque l'espacement réel est de 20cm.

La fissuration étant peu nuisible, il n'ya pas de condition à respecter sur le diamètre.

- Choix de diamètre des armatures : $\phi \leq h/10 = 15 \text{ mm}$

3.2) Ferrailage transversal :

L'effort tranchant maximal vaut:

$$T_u = \frac{P_u}{3l_x} = \frac{14522}{3 \times 3,4} = 14237$$

D'où une contrainte tangente de:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14237}{1000 \times 130} = 0,109 \text{ MPa} \quad \pi \quad 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires. Pour la longueur des chapeaux, on prolongera les armatures de (portée/5) de part et d'autre du nu des poutres, soit une longueur totale de:

$$30 + 2 \left(\frac{340}{5} \right) = 166 \text{ cm}$$

4) Vérification de la flèche :

La vérification de flèche n'est pas indispensable dans les cas suivants :

- $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{340} = 0,044 \leq 0,0375 \quad h/L_x$
- $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{340} = 0,044 \leq \frac{M_t}{20M_x} = 0,012$
- $\frac{A}{100d} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,0019 \leq \pi \frac{2}{f_e} = 0,005$

Les trois conditions sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Schémas de ferrailage :

Les deux schémas de ferrailages (en travée et sur appuis) sont représentés à travers les deux figures suivantes :

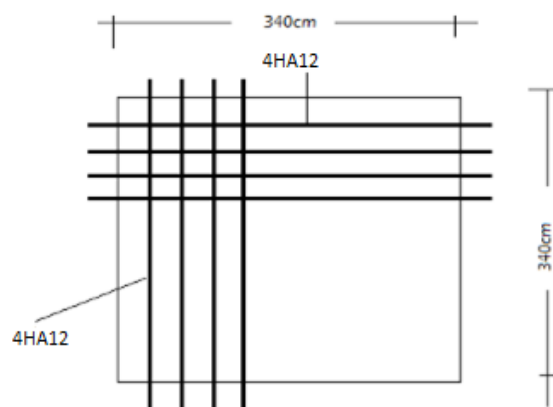


Figure III.13 : Schéma du ferrailage en travée des dalles. (Nappes inférieures).

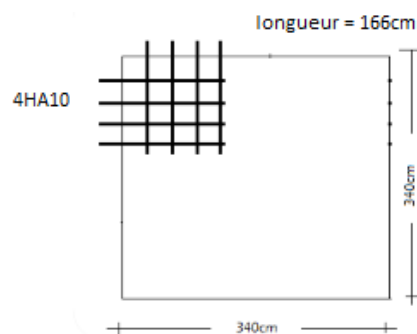


Figure III.14 : Schéma du ferrailage en appui des dalles. (Nappes supérieures).

PARTIE IV : CALCUL DES ESCALIERS

IV. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, documents techniques unifiés, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

On distingue:

- **Les escaliers intérieurs:** Du niveau du rez-de-chaussée à celui de l'étage ou à celui du sous-sol.
- **Les escaliers extérieurs:** Marches d'accès à partir du terrain naturel vers le rez-de-chaussée, l'étage ou le sous-sol.

IV.1. Terminologie :

Un escalier est déterminé par :

La hauteur à gravir : C'est la distance entre planchers consécutifs (de plancher à plancher)

L'emmarchement (E) : C'est largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier). L'emmarchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1m, les escaliers de 150 à 200m, ceux de service de 0,70 à 0,90m, les descentes de cave de 1m (90à120cm pour les escaliers de bâtiments d'habitation).

Les valeurs courantes pour l'emmarchement sont les suivantes:

Hauteur de marche : C'est la distance verticale séparant le dessus de deux marches successives. Cette hauteur varie généralement entre 16 et 21 cm. Sa détermination relève de considérations relatives à l'ergonomie et au confort d'utilisation de l'escalier, considérations qui seront détaillées dans la suite.

Giron : C'est la distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives. Le giron varie généralement entre 25 et 32cm pour un escalier intérieur et peut aller au-delà pour un escalier extérieur. Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel) permettant une bonne praticabilité de l'escalier.

Profondeur de marche : C'est la distance horizontale entre le nez de marche et la contremarche (correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche). Cette dimension est parallèle au sens du déplacement dans l'escalier.

Marche : Elle représente la surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.

Contremarche : C'est la face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

Nez de marche : C'est le bord extérieur de la marche, en débord ou non par rapport à la contremarche lorsque celle-ci existe. Lorsqu'il est prévu un débord en nez de marche, il ne doit pas dépasser 10mm, afin d'éviter l'accroche du talon en descente.

Palier : C'est le plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment, on parle de palier d'arrivée (ou palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (ou palier de repos).

Volée : C'est l'ensemble de marches successives, compris entre deux paliers (quelle que Soit la nature du palier).

Ligne de foulée : Elle représente la ligne théorique représentant le parcours usuel lorsque l'on emprunte l'escalier. Le tracé de cette ligne répond à un certain nombre de critères géométriques.

Jour d'escalier : C'est l'espace central de l'escalier, lorsqu'il est prévu (les deux volées peuvent être accolées. Dans le cas de notre structure, il n'y a pas de jour).

Mur d'échiffre : C'est le mur parallèle (ou sensiblement parallèle) à la ligne de foulée sur lequel s'appuient les marches lorsque l'escalier est soutenu latéralement. Il est possible d'avoir un ou deux murs d'échiffre.

Echappée : Elle désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et la sous face du plancher supérieur.

Dénivelée (D) : Elle représente la hauteur de franchissement de l'escalier, c'est-à-dire, la hauteur totale franchie par la volée de l'escalier. Dans un bâtiment, c'est la hauteur comptée de plancher à plancher, revêtements y compris.

Reculement (R) : Il s'agit de l'encombrement de l'escalier dans le sens de la longueur ; le reculement est la projection verticale de la longueur de l'escalier. En d'autres termes c'est la longueur de la volée d'escalier projeté au sol.

Trémie d'escalier : C'est l'ouverture ménagée dans le plancher pour permettre le passage de l'escalier.

Cage d'escalier : Elle désigne le volume dans lequel l'escalier est situé, volume généralement délimité par les murs entourant l'escalier.

La figure suivante illustre les différentes parties d'un escalier courant.

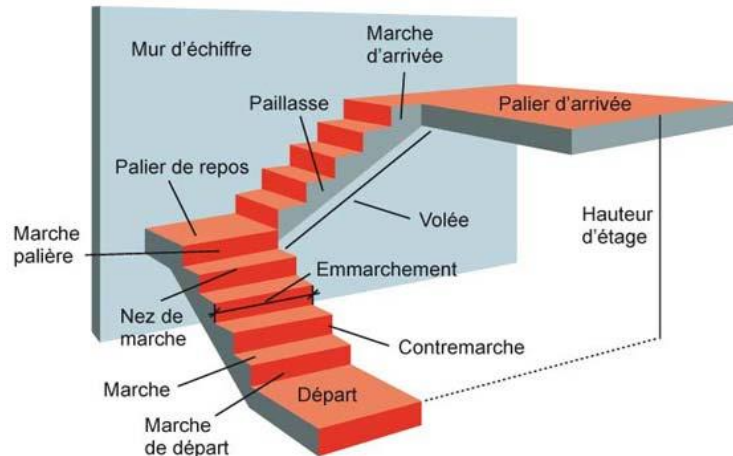


Figure III.15 : Différents éléments d'un escalier.

Les plans architecturaux établis par le bureau d'études montrent que notre bâtiment dispose de 2 types d'escaliers :

Type 1 : Escalier à paillasse adjacentes dont le schéma statique est illustré à travers la figure III.16.

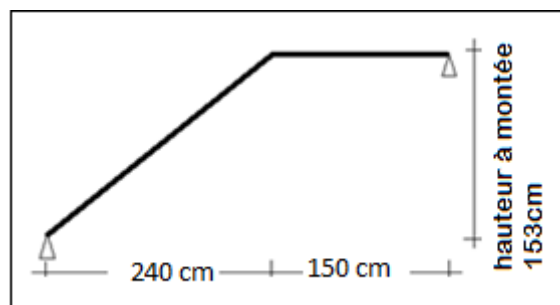


Figure III.16 : Escalier à paillasses adjacentes.

Type 2 : Escaliers à paillasses orthogonales, Escalier à paillasse adjacentes dont le schéma statique est illustré à travers la figure III.17.

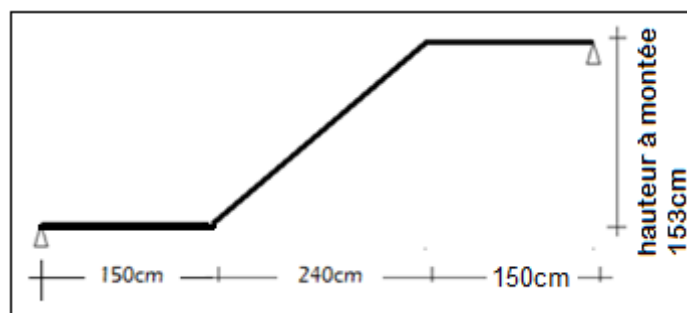


Figure III.17 : Escalier à paillasses orthogonales.

Détermination des dimensions des marches :**Calcul du nombre de marche par volée :**

Soit "H" la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur) du plancher fini (ici 306cm). Choisissons une hauteur de marche de 17cm. Le nombre de marches total sera de:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$$

Soit 9 marches par palier.

La valeur du giron (g) sera déduite à partir de l'inégalité de BLONDEL qui s'écrit:

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

On adoptera un giron de 30cm.

En conclusion les marches auront les dimensions suivantes : **h = 17cm** et **g = 30cm**.

Ainsi la paillasse sera inclinée d'un angle de:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{29} = 0,567$$

$$\Rightarrow \alpha = 29,5^\circ$$

L'inclinaison des escaliers est acceptable.

La longueur projetée de la paillasse "l" sera égale à:

$$l = 8 \times 30 = 240\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse peut être déduite de la longueur totale des escaliers selon l'expression :

$$\text{Epaisseur paillasse} = \left\{ \frac{1}{25}, \frac{1}{30} \right\} \text{Portée des escaliers}$$

$$\text{Portée de l'escalier} = 150 + 240 = 390\text{cm}$$

soit une épaisseur de:

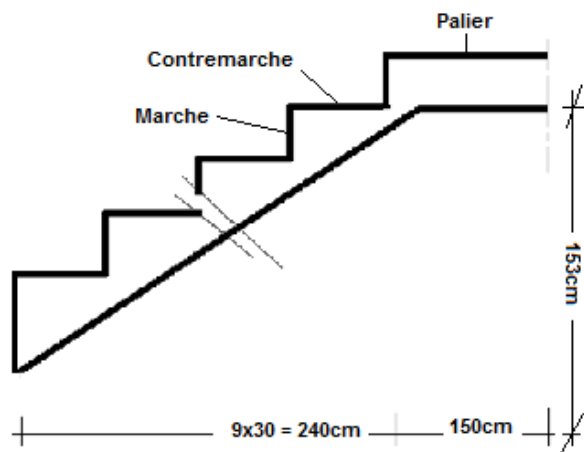
$$\text{Epaisseur paillasse} = \{15,3, 13\}$$

Soit une épaisseur de paillasse de 15cm.

Vérifications

- Nombre de marches par volée = 9, valeur inférieure à la limite autorisée qui est de 25,
- Le giron adopté est de 30cm, valeur supérieure au minimum requis qui est de 24cm,
- Les dimensions adoptées pour les marches (h=17cm et g = 30cm) répondent à l'inégalité de Blondel,
- Inclinaison de la paillasse sera inclinée d'un angle de 29,5°. Une inclinaison d'environ 30° assure une facilité montée des escaliers, là aussi la condition est vérifiée,
- Enfin l'embranchement est de 150cm, valeur supérieure à la valeur minimale qui est de 100cm.

L'ensemble des conditions sont vérifiées, on pourra donc conserver les dimensions proposées.



Charges sur les escaliers :

Les escaliers recevront un revêtement en carrelage granito de 2cm d'épaisseur, posé sur un mortier.

Paliers de repos:

Poids propre du palier = $0,15 \times 2500 = 375 \text{kg/m}^2$

Carrelage + mortier de pose = 80kg/m^2

Soit une charge permanente totale sur les paliers de : $G_{\text{palier}} = 375 + 80 = 455 \text{kg/m}^2$

Paillasse :

Poids propre de la paillasse = $(0,15 \times 2500) / \cos \alpha = 433 \text{kg/m}^2$

Poids propre des marches = $(0,17 \times 2500) / 2 = 212,5 \text{kg/m}^2$

Revêtement + mortier de pose = 80kg/m^2

Soit une charge permanente totale sur la paillasse de : $G_{\text{paillasse}} = 433 + 80 + 212,5 = 725,5 \text{kg/m}^2$

Surcharge variable : $Q = 250 \text{kg/m}^2$

Escalier type 1:

Le chargement à l'état limite ultime ($1,35G + 1,5Q$) est représenté sur la figure suivante (pour une bande de 1m de largeur) :

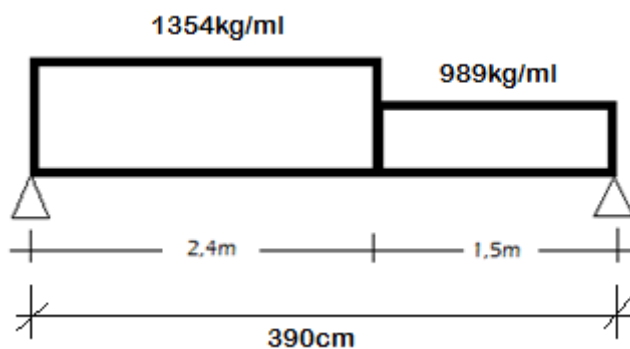


Figure III.18 : Charges à l'ELU sur les escaliers type 1.

Le tableau suivant illustre les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

Tableau III.13 : Charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

	G (kg/ml)	Q (kg/ml)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
Paillasse	725,5	250	1354	975
Palier	455	250	989	705

Calcul des sollicitations au niveau des escaliers:

Calcul de la charge équivalente:

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

$$q_e(u) = \frac{1354 \times 2,4 + 989 \times 1,5}{2,4 + 1,5} = 1214 \text{ kg/ml}$$

Calcul du moment isostatique et de l'effort tranchant max:

$$\text{Moment(max)} = \frac{q_e \times \text{portée}^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant(max)} = \frac{q_e \times l}{2} \text{ portée}$$

La détermination des sections d'armatures se fera sur la portée projetée des escaliers, soit 3,9m. L'encastrement partiel des escaliers aux niveaux des poutres d'appuis, on tiendra compte des réductions suivantes:

Moment en travée: $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui: $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$.

Tout calcul fait, on aboutit aux résultats suivants :

Tableau III.14 : Moments et effort tranchant de calcul.

Etat	M isostatique (kg.m)	Moment (travée) (kg.m)	Moment (appui) (kg.m)	Effort tranchant (kg)
ELU	2308	1962	1154	2367
ELS	1656	1408	828	//

Calcul du ferrailage :

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

Données du ferrailage :

$$b = 100\text{cm}; \quad d = 13\text{cm}; \quad c = c' = 2\text{cm}; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bu}=14,17\text{MPa}.$$

Ferrailage longitudinal :

Ferrailage en travée : $M_{\text{travée}} = 1962\text{kg.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19620000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,0819 < 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,107$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,957$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19620000}{0,957 \times 130 \times 348} = 453\text{mm}^2$$

Choix de la section d'armatures : **6HA10/ml.**

Ferrailage en appui : $M_{(\text{appui})} = 1154\text{kg.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11540000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,048 < 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, d'où : $A' = 0$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0615$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,975$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11540000}{0,975 \times 130 \times 348} = 262\text{mm}^2$$

Choix de la section : **4HA10.**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57\text{cm}^2$$

les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , on peut donc les conserver.

Armatures de répartition (A_r):

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0,755\text{ cm}^2$$

Soit pour les armatures de répartition une section constituée de **4HA8/ml.**

Ferrailage transversal:

Effort tranchant maximal: $V_u = 2367\text{kg}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,67 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,18 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où:

$$\tau_u = 0,18 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

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

On placera des armatures de répartition à hauteur de 5 barres de 8mm de diamètre par mètre linéaire.

La figure suivante présente le schéma de ferrailage des escaliers de type 1.

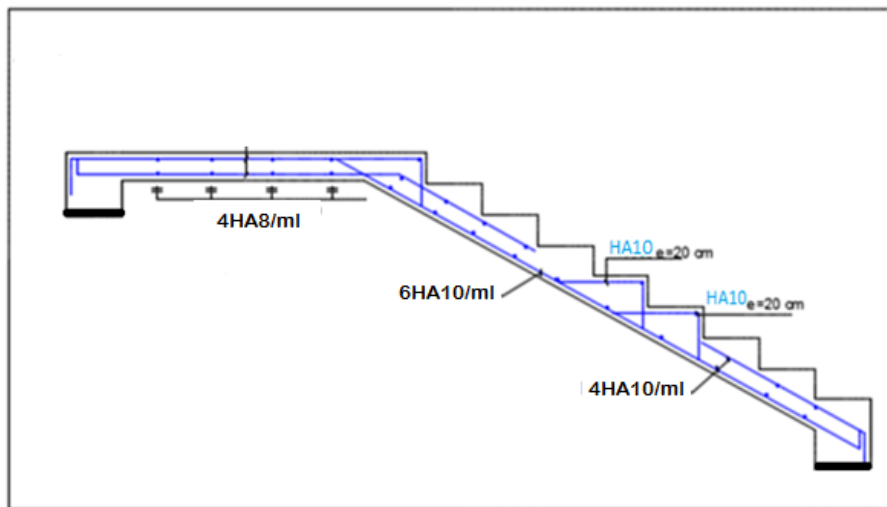


Figure III.19 : Schéma de ferrailage des escaliers à paillasse adjacentes.

Etude des escaliers à paillasse orthogonales (type 2) :

La figure suivante montre les dimensions en plans de ces escaliers.

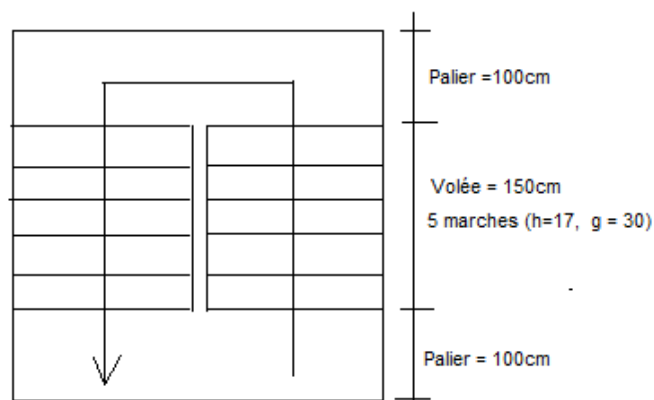


Figure III.20 : Dimensions en plan des escaliers à paillasse orthogonales.

Le tableau suivant présente les charges sur ce type d'escaliers.

Tableau III.15 : Charges sur les escaliers à paillasses orthogonales.

	G (kg/ml)	Q (kg/ml)	ELU 1,35G + 1,5Q
Paillasse	725,5	250	1354
Palier	455	250	989

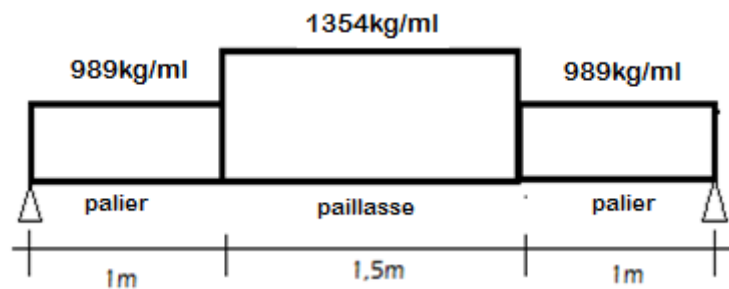


Figure III.21 : Charges sur les escaliers à paillasse orthogonale.

$$q_e(u) = \frac{1354 \times 1,5 + 989 \times 1 + 989 \times 1}{1 + 1,5 + 1} = 1145 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne pour le cas traité les valeurs suivantes pour les moments et l'effort tranchant:

Tableau III.16 : Valeurs des moments et de l'effort tranchant.

Etat	M(isostatique) (kg.m)	M(travée) (kg.m)	M(appui) (kg.m)	Effort tranchant (kg)
ELU	1753	1490	876	2004

Calcul du ferrailage

Ferrailage longitudinal:

Ferrailage en travée : $M_{travée} = 1490 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14900000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,0622 < 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14900000}{0,968 \times 130 \times 348} = 340 \text{ mm}^2$$

Choix : **5HA10/ml.**

Ferraillage en appui: $M_{(appui)} = 876 \text{kg.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8760000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,0366 < 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,981$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 197 \text{mm}^2$$

Choix : **5HA8/ml.**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , elles peuvent être conservées.

Ferraillage transversal :

Effort tranchant maximal: $V_u = 2004 \text{kg}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20,04 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,15 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où:

$$\tau_u = 0,15 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

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

On placera des armatures de répartition à hauteur de 4 barres de 8mm de diamètre par mètre linéaire.

La figure suivante présente le schéma de ferraillage des escaliers de type 1.

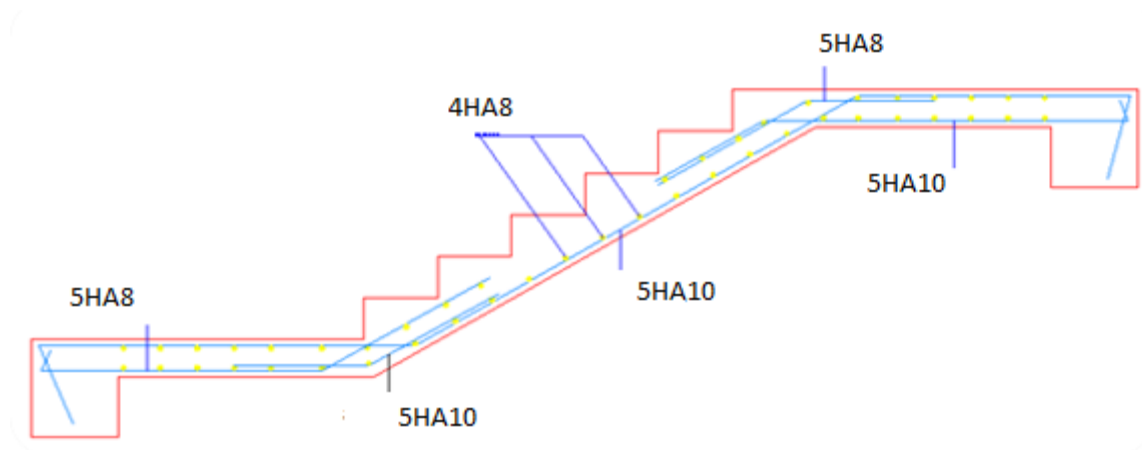


Figure III.22 : Schéma de ferraillage des escaliers à paillasse orthogonale.

Métré béton :

Escalier de type 1:

Tableau 17: Métré béton pour les escaliers de type 1.

Désignation	Longueur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Nombre	Volume (m ³)
Palier	1,5	1,5	0,15	2	0,675
Volée	2,85	1,5	0,15	2	1,283
Marches	1,5	0,17	0,3	16	0,612
Volume béton total = 2,57m³					

Deux paliers de 150cm de largeur, 150cm d'embranchement et de 15cm d'épaisseur,

Deux Volée de 283cm de longueur, 150cm de largeur et de 15cm d'épaisseur,

16 marches (h=17cm et g = 30cm).

Escalier de type 2:

Tableau 18: Métré béton pour les escaliers de type 2.

Désignation	Longueur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Nombre	Volume (m ³)
Palier	1,5	1	0,15	2	0,45
Volée	2,14	1,5	0,15	2	0,963
Marches	1,5	0,17	0,3	10	0,383
Volume béton total = 1,8m³					

Deux paliers de 100cm de largeur, 150cm d'embranchement et de 15cm d'épaisseur,

Deux Volée de 214cm de longueur, 150cm de largeur et de 15cm d'épaisseur,

10 marches (h = 17cm et g = 30cm).

CHAPITRE IV

Etude dynamique et calcul des sollicitations dans les éléments porteurs

CHAPITRE IV

Etude dynamique et calcul des sollicitations dans les éléments porteurs

1. Présentation du logiciel ROBOT:

Robot Structural Analysis (RSA) est un logiciel de calcul automatique des structures basées sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures en génie civil grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Il permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers plusieurs dans le monde, à l'instar de l'Algérie ou les documents techniques réglementaires RPA [2] et RNV [6] sont intégrés.

I.1. Description générale du logiciel Robot :

Le système RSA est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. RSA permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

I.2. Modélisation de la structure étudiée :

Les différentes étapes de la modélisation de la structure sous RSA sont les suivantes :

- Choix d'un système d'unité (t/m^2 par exemple),
- Définir la géométrie de base,
- Définir les matériaux utilisés (Béton et aciers dans notre cas),
- Définir les sections des éléments (poutres, poteaux, voiles),
- Définir l'ensemble des charges appliquées (poids propre, permanente, surcharge, actions climatiques.),
- Définir les actions des combinaisons des charges,
- Définir les conditions aux limites,
- Choisir le type d'analyse (statique ou dynamique),
- Lancer le calcul,
- Exploitation et analyse des résultats.

► Lignes de construction :

Nous allons saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur Insérer pour l'introduire (figure IV.2.)

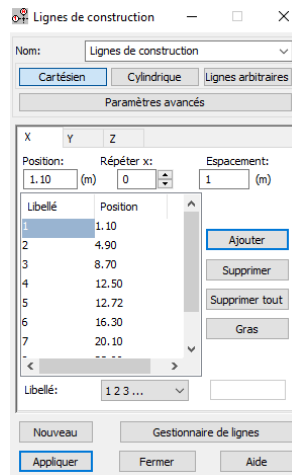


Figure IV.1 : Introduction des lignes de construction.

► **Définition des sections :**

On passe dans cette étape pour définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur les cônes "Profilés".

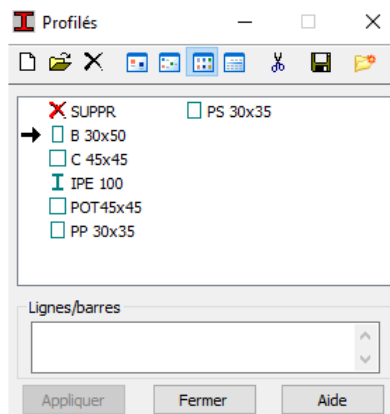


Figure IV.2 : Définition des sections.

On clique sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections après il nous apparaît la boîte de dialogue suivante :

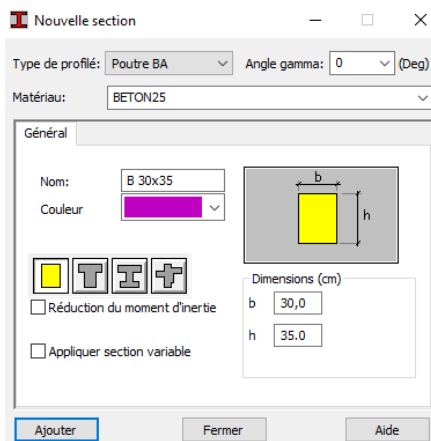


Figure IV.3.

On choisit d'abord le type de chaque section (poteau, poutre, etc.) par un clic sur l'icône "Type de profil", après on saisit le nom et les dimensions de la section (dans notre cas P(30x35)). Sans oublier de faire un clic sur le bouton "Ajouter" pour chaque section. Après la définition des sections on clique sur l'icône barre "\" pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure

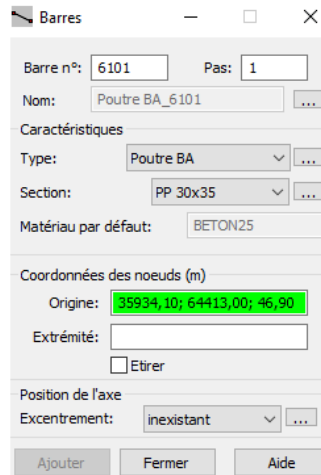


Figure IV.4.

Ensuite on sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersection des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre ; poteau, etc.) par le point Origine, Extrémité mais graphiquement. La case Etirer permet de saisir graphiquement le contenu des éléments.

► **Définir les planchers, les voiles et les dalles pleines :**

Dans cette étape nous allons rajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône "panneaux" pour définir le type de ferrailage (plancher BA).

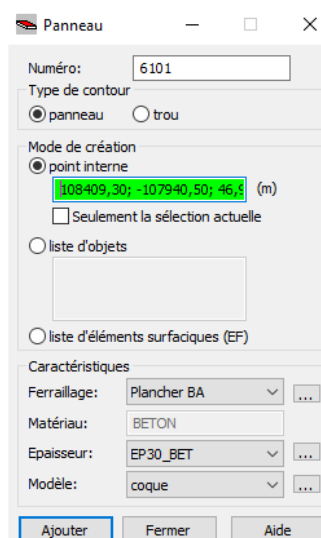


Figure IV.5.

On clique sur le bouton "épaisseur" pour nommer ce plancher et le dimensionner. A la fin on click sur le bouton "Ajouter" dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessus montre le dimensionnement de ce type de plancher.

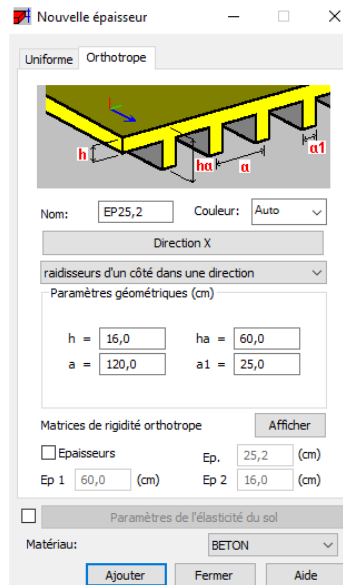



Figure IV.6.

La même chose pour les voiles et les dalles pleines mais en va choisir le ferrailage en voile et en dalle et le modèle en coque.

► Définition des charges :

On clique sur l'icône cas de charge  pour définir la nature de chaque charge. Dans la liste nature on choisit le type de chargement (permanente ou d'exploitation).

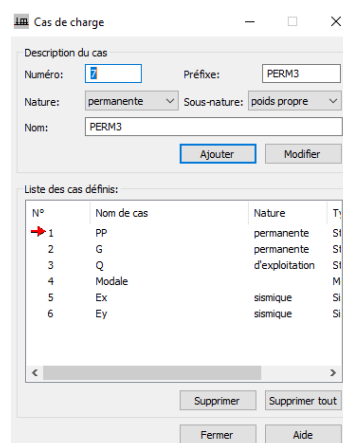


Figure IV.7.

La case nom permet de donner le nom du cas de charge, après avoir sélectionné le nom et la nature de la charge, on clique sur le bouton Nouveau pour ajouter le cas de charge.

► **Saisir la valeur de charge :**

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui appliquées sur notre structure sur l'icône



. On clique pour faire apparaître la boîte de dialogue ci-dessus :

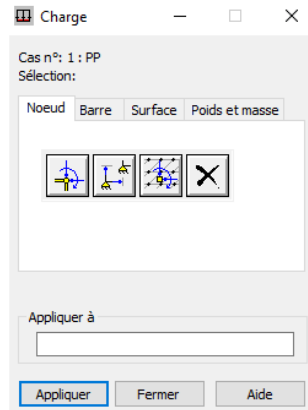


Figure IV.8.

On sélection le cas de charge puis en introduit sa valeur selon leur type (nodale, charge répartie, etc.) une fois la valeur introduite, on clique sur l'élément pour l'application de la charge.

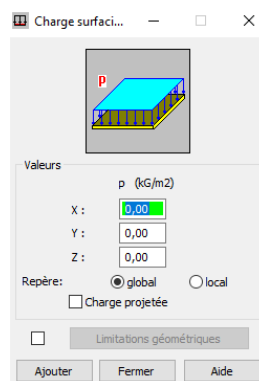


Figure IV.9.

► **Les conditions aux limites :**

Pour définir les appuis il faut cliquer sur l'icône :

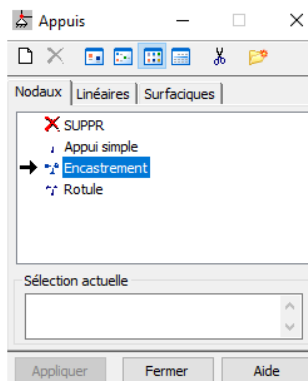


Figure IV.10.

On sélectionne le type d'appui (nodal, linéaire). Dans notre cas, on choisit des nœuds "Encastrement", et "linéaire encastrement".

► Type d'analyse :

Après la modélisation par Robot Structural Analysis 2018, on définit le type d'analyse souhaitée (analyse modale et analyse sismique).

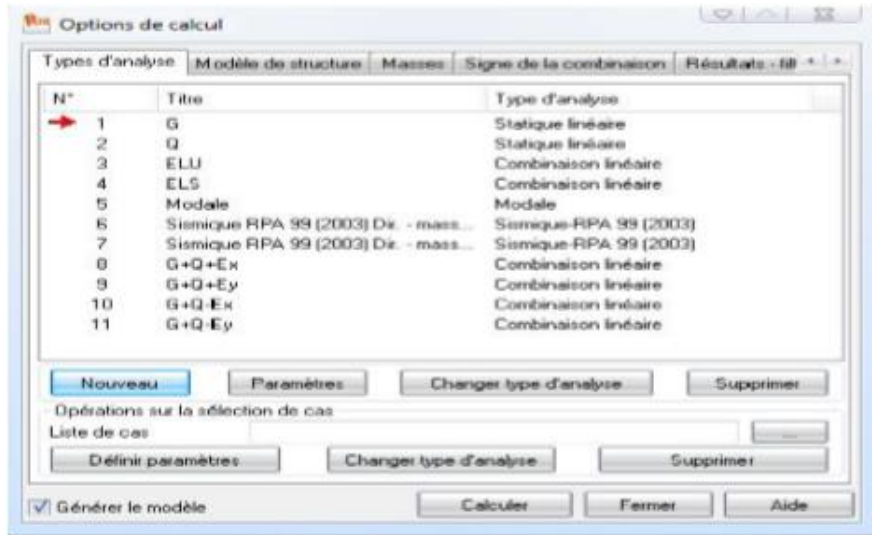


Figure IV.11.

On clique sur le bouton "Analyse" dans le menu pour définir le type d'analyse et sur "Nouveau" pour choisir type d'analyse (modale).

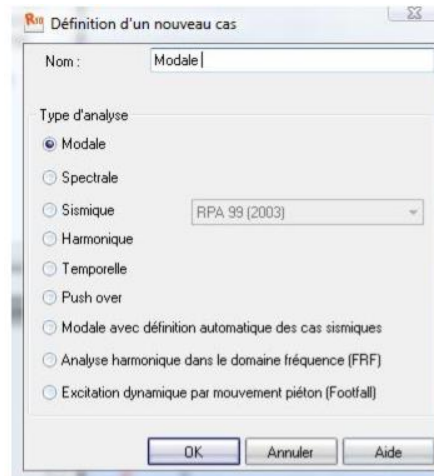


Figure IV.12.

On saisit le nombre du mode (égal à cas notre cas 30 modes) et la matrice des masse (concentrée sans rotation) plus l'amortissement (0.10) et on clique sur le bouton "Ok".

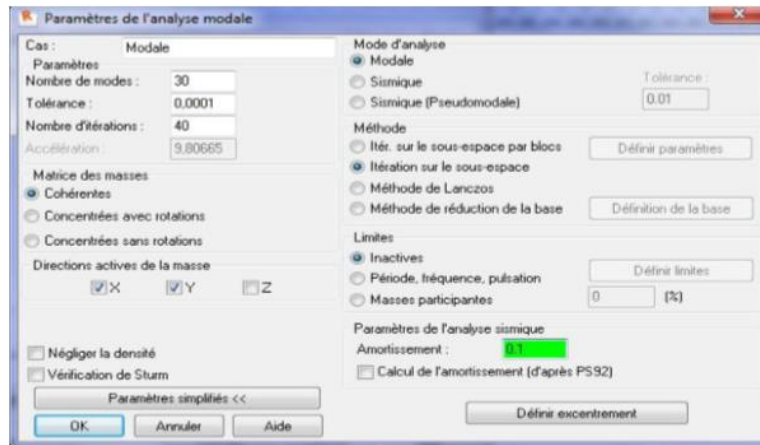


Figure IV.13.

La même chose pour l'analyse sismique on doit faire les mêmes étapes que l'analyse modale on clique sur "Nouveau" puis on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur Ok.

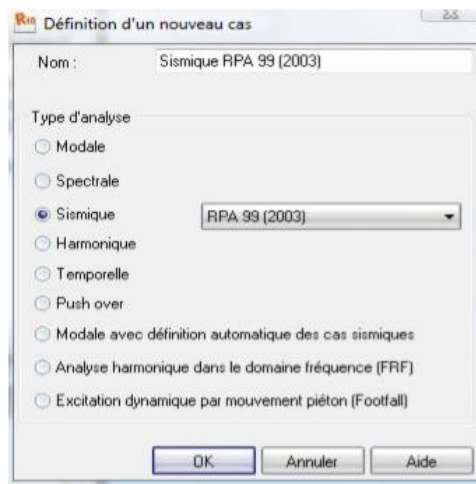


Figure IV.14.

On saisir la zone sismique, l'usage, le site, le coefficient de comportement et enfin le facteur de qualité.

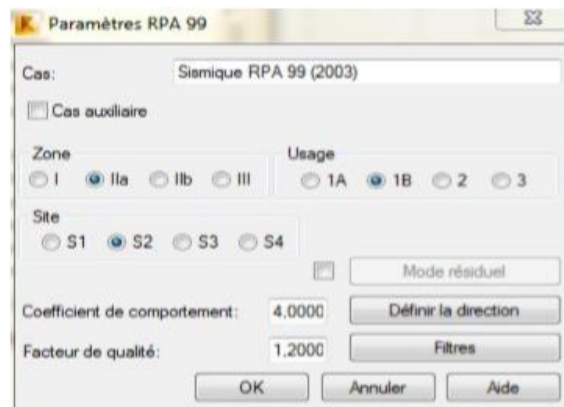



Figure IV.15.

► Le lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches terminées, il reste uniquement que le lancement de l'analyse par un simple click sur le bouton 

I.3. Modélisation tridimensionnelle de la tour :

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour qui fait l'objet de notre présente étude. Cette modélisation est beaucoup plus proche de la réalité que les modélisations bidimensionnelles.

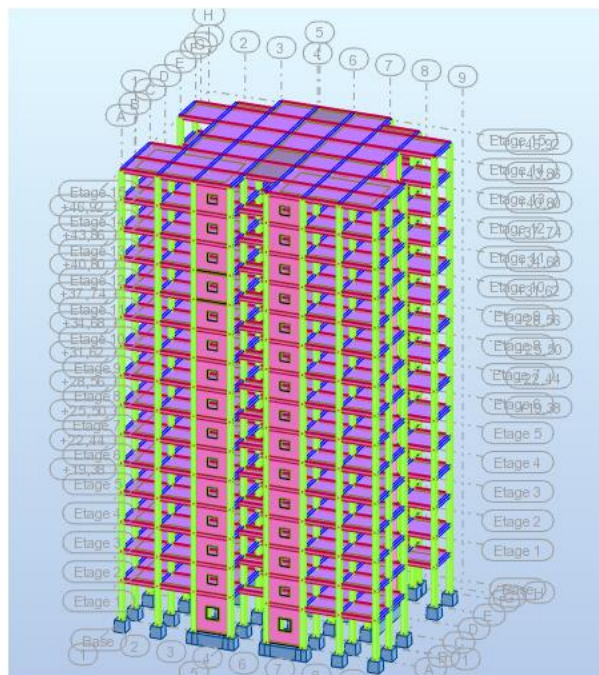


Figure IV.16 : Vue en 3D de la structure.

Les charges considérées dans les calculs :

Evaluation des charges :

Avant de dimensionner un ouvrage, il faut évaluer les charges qu'il devra supporter. Les charges sont des forces, des déformations (retrait, fluage,) ou des accélérations (séismes) qui s'appliquent sur la structure ou ses composantes. Elles occasionnent des contraintes, des déformations ou des déplacements de la structure [7]. L'étude des charges est appelée l'analyse structurale. Après la définition de la géométrie et des sections des différents éléments de la structure (poutres, poteaux), on passe donc à la définition des charges appliquées. Les charges considérées dans le calcul de la tour sont les suivantes :

- Les charges permanentes comprenant principalement les poids des éléments "G".
- Les surcharges d'exploitations "Q".
- La neige "Sn".
- Le séisme "E".

Les charges permanentes sont généralement évaluées à partir des volumes de bétons mis en place. Les charges d'exploitations sont fixées par le DTR-BC 2.2, intitulé «Charges permanentes et charges d'exploitation» [8]. L'action de la neige a été déterminée conformément au règlement NVA. Enfin l'action sismique sera évaluée à partir du DTR B.C.2.48, intitulé «Règles Parasismiques Algériennes».

Combinaisons de charges utilisées :

Nous avons négligé certaines autres charges telles que, les effets de la température, la neige et le vent. Dans le cas où seules les charges permanentes, les charges climatiques et les surcharges sont prises en compte, les combinaisons à considérer sont les suivantes :

Etat limite ultime :

a) Le plancher terrasse :

Le plancher terrasse sera sollicité par une charge permanente, une surcharge d'exploitation de 100kg/m^2 et l'action de la neige à hauteur de $32,5\text{kg/m}^2$.

$$1,35G + 1,5Q + S_n \quad (\text{Eq.IV.1})$$

b) Planchers courants :

Les planchers courants seront sollicités par une charge permanente, une surcharge d'exploitation de 150kg/m^2 uniquement. La seule combinaison à considérée est la suivante :

$$1,35G + 1,5Q \quad (\text{Eq.IV.2})$$

Etat limite de service :

a) Plancher terrasse:

$$G + Q + 0,77S_n \quad (\text{Eq.IV.3})$$

b) Planchers étages courants :

$$G + Q \quad (\text{Eq.IV.4})$$

Etat limite accidentelle :

Les combinaisons d'actions accidentelles à considérer sont déduites essentiellement des règles parasismiques Algériennes, et elles sont les suivantes :

$$G + Q \pm E \quad (\text{Eq.IV.5})$$

$$0,8G \pm E \quad (\text{Eq.IV.6})$$

$$G + Q \pm E \quad (\text{Eq.IV.7})$$

Les résultats que nous exposons sont les globaux et ont tous été calculés par le logiciel Robot. Après le calcul des sollicitations, on déterminera les sections d'aciers à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Les calculs seront menés selon les prescriptions des règles RPA99/ et CBA/93.

Enfin les fondations de la tour seront dimensionnées selon les deux combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q \pm E \quad (\text{Eq.IV.8})$$

$$0,8G \pm E \quad (\text{Eq.IV.9})$$

Cette dernière combinaison sera utilisée pour la vérification du risque de renversement de la tour, en cas de séisme.

I.4. Détermination de l'action sismique :

Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA/2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II-A groupe d'usage 1B**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre **tour** ne répond pas aux critères exigés par le **RPA/2003 (article 4.1.2.b)**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

$$\text{Hauteur de la tour} = 46.92\text{m} > 23\text{m}.$$

Nous avons donc utilisé **une méthode dynamique** (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.

Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, 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 réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

Spectre de réponse de calcul :

Selon l'article 4.3.3. des règles **RPA/ 2003**, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1$$

$$\bullet 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\frac{S_a}{g} = \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$\bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure (il dépend du mode de contreventement).

W : Poids de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Classification de site :

Selon le RPA/2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie **S4**.

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

► Coefficient d'accélération **A** :

En Zone IIa, et pour un groupe d'usage 1B, le coefficient d'accélération de zone vaut : **A = 0,20**.

► Facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure. Sa valeur est :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

Valeurs des périodes caractéristiques T_1 et T_2 : Pour un site type : $\leftrightarrow T_1 = 0,15\text{s}$, et $T_2 = 0,7\text{s}$

Coefficient de correction d'amortissement η : Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte d'où : $\eta = 0,882$.

Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte portiques - voiles)) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules **IV.10** et **IV.11** du RPA.

$$\mathbf{T} = \mathbf{C}_T \times (\mathbf{h}_N)^{3/4} \quad (\text{Eq.IV.10})$$

$$\mathbf{T} = \mathbf{0,09} \times \mathbf{h}_N / \sqrt{\mathbf{L}} \quad (\text{Eq.IV.11})$$

$$\mathbf{d'où : T = Min (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})}$$

Avec :

\mathbf{h}_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $\mathbf{h}_N = 46.92\mathbf{m}$

\mathbf{C}_T : coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Dans notre structure : $\mathbf{C}_T = 0,05$

\mathbf{L} : étant de dimension de la tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\mathbf{D'ou : T = 0,09} \times \mathbf{h}_N / \sqrt{\mathbf{L}_X} \quad \text{avec : } \mathbf{L}_X = 28.8\mathbf{m} , \quad \leftrightarrow \quad \mathbf{T}_x = 0.78\mathbf{s}$$

$$\mathbf{T} = 0,09 \times \mathbf{h}_N / \sqrt{\mathbf{L}_y} \quad \text{avec : } \mathbf{L}_y = 21.8\mathbf{m} \quad \leftrightarrow \quad \mathbf{T}_y = 0.90\mathbf{s}$$

On remarque que : $\mathbf{T}_2 = 0,70 \text{ sec} \leq \mathbf{T}_x = 0.78 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

et : $\mathbf{T}_2 = 0,70 \text{ sec} \leq \mathbf{T}_x = 0.90 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

Donc la période se calcule conformément à la relation suivante :

$$\mathbf{T} = \mathbf{C}_N \times (\mathbf{h}_N)^{3/4} = 0,05 \times (46.92)^{3/4} = 0.89\mathbf{s}$$

$$\Rightarrow \mathbf{D} = 2,5\eta \left(\frac{\mathbf{T}_2}{\mathbf{T}} \right)^{2/3}$$

La valeur du coefficient d'amplification dynamique est donc de :

$$\mathbf{D} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,7}{0,94} \right)^{2/3} = 1,81$$

► Coefficient de comportement global de la structure **R** :

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** du RPA en fonction du système de contreventement . Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**.

► Facteur de qualité **Q** :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA/2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est $< 1,5$.

● sens longitudinal : (7 travée) :

$$\mathbf{L}_{\max} / \mathbf{L}_{\min} = 3.8 / 3,3 = 1,15 < 1,5 : \quad \text{critère observé} \leftrightarrow p_q = 0$$

● sens transversal : (6 travée) :

$$\mathbf{L}_{\max} / \mathbf{L}_{\min} = 3.8 / 3,3 = 1,15 < 1,5 : \quad \text{critère observé} \leftrightarrow p_q = 0.$$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir; en plan; au moins (4) files de portiques; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **sens longitudinal : (8 files) :** $L_{\max}/L_{\min} = 3,8/3,3 = 1,15 < 1,5$ critère observé : $\leftrightarrow p_q = 0$
- **sens transversal : (7 files) :** $L_{\max}/L_{\min} = 3.8/3,3 = 1,15 < 1,5$ critère observé : $\leftrightarrow p_q = 0$.

c) Régularité en plan :

La tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales. L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension de la tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau IV.1: Caractéristiques massiques et géométriques de la Tour.

Niveau	W _{étage} (kg)	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité théorique max	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _x	e _y
RDC	1210758,92	14.40	10.66	14.40	10.81	0	0.15	1,33	1,09
Etage 1	796518,10	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 2	763019,83	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 3	731615,21	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 4	702304,23	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 5	688695,56	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 6	675086,89	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 7	662525,04	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 8	662525,04	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 9	638448,16	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 10	638448,16	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 11	638448,16	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 12	638448,16	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 13	638448,16	14.40	10.62	14.40	10.81	0	0.18	1,33	1,09
Etage 14	638448,16	14.40	10.57	14.40	10.90	0	0.33	1,33	1,09

Selon les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représentée dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

- La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $28.8 / 21.8 = 1,32 < 4 \leftrightarrow$ Condition vérifiée.

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes de la tour dans une direction donnée n'excède pas **25%** :

- $(L_1+L_2)/L = (1.1+1.1)/28.8 = 7\% < 25\% \leftrightarrow$ Condition vérifiée.

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de se dernier.

↔ Condition vérifiée.

d) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la tour, ↔ Condition vérifiée.

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre tour sont contrôlés donc : $P_q = 0$.

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$.

Tableau IV.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité.

Critère q	Pq	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
redondance en plan	0,00	0,00
régularité en plan	0,00	0,00
régularité en élévation	0,00	0,00
contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,0
contrôle de la qualité de l'exécution	0,0	0,0
la somme	0,00	0,0

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad \blacktriangleright \quad Q = 1 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 = 1$$

Nombre de mode à considérer : Selon le RPA/2003: Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- 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 (03)** dans chaque direction considérée.

Modélisation :

Notre structure est régulière en plan on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

Dispositions des voiles :

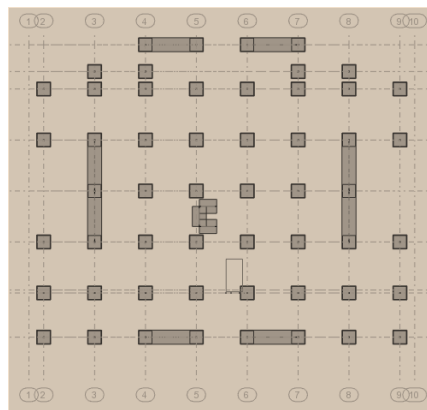


Figure IV.16 : Disposition des voiles et des poteaux.

Période fondamentale de la structure = 0,78s

Selon le RPA/2003, la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques : $T = 0.78 \times 1,3 = 1,01s$.

La variante précédente permet d’avoir une faible période et plus d’économie.

Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation modale de la variance.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
1	0,99	1,01	72,47	00,00	0,00	72,47	0,00	0,00
2	1,15	1,87	72,47	70,40	0,00	0,00	70,40	0,00
3	1,33	0,75	72,68	70,40	0,00	0,20	0,00	0,00
4	3,55	0,28	86,70	70,40	0,00	14,02	0,00	0,00
5	4,42	0,23	86,70	87,22	0,01	0,00	16,82	0,01
6	5,18	0,19	86,71	87,22	0,01	0,01	0,00	0,00
7	7,33	0,14	92,59	87,22	0,01	5,88	0,00	0,00
8	9,21	0,11	92,59	93,41	0,01	0,00	6,18	0,00
9	10,46	0,10	92,59	93,41	0,01	0,00	0,00	52,82
10	11,22	0,09	92,64	93,41	0,13	0,05	0,00	52,82
1	0,99	1,01	72,47	00,00	0,00	72,47	0,00	0,00
2	1,15	1,87	72,47	70,40	0,00	0,00	70,40	0,00
3	1,33	0,75	72,68	70,40	0,00	0,20	0,00	0,00
4	3,55	0,28	86,70	70,40	0,00	14,20	0,00	0,00
5	4,42	0,23	86,70	87,22	0,01	0,00	16,82	0,01
6	5,18	0,19	86,71	87,22	0,01	0,01	0,00	0,00
7	7,33	0,14	92,59	87,22	0,01	5,88	0,00	0,00
8	9,21	0,11	92,59	93,41	0,01	0,00	6,18	0,00
9	10,46	0,10	92,59	93,41	0,01	0,00	0,00	52,82
10	11,22	0,09	92,64	93,41	0,13	0,05	0,00	52,82
1	0,99	1,01	72,47	00,00	0,00	72,47	0,00	0,00
2	1,15	1,87	72,47	70,40	0,00	0,00	70,40	0,00
3	1,33	0,75	72,68	70,40	0,00	0,20	0,00	0,00
4	3,55	0,28	86,70	70,40	0,00	14,20	0,00	0,00
5	4,42	0,23	86,70	87,22	0,01	0,00	16,82	0,01
6	5,18	0,19	86,71	87,22	0,01	0,01	0,00	0,00
7	7,33	0,14	92,59	87,22	0,01	5,88	0,00	0,00
8	9,21	0,11	92,59	93,41	0,01	0,00	6,18	0,00
9	10,46	0,10	92,59	93,41	0,01	0,00	0,00	52,82
10	11,22	0,09	92,64	93,41	0,13	0,05	0,00	52,82

Poids total de la structure :

Selon le **RPA/2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération : pour un bâtiment à usage d'habitation $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$\sum W_i = 4309.97 \text{ KN}$$

Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon le RPA, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\begin{aligned} & \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right]. & 0 \leq T \leq T_1 \\ & \bullet 2,5 \times \eta \times \left[\left(1,25 \times A \right) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right]. & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \frac{S_a}{g} = & \bullet 2,5 \times \eta \times \left(1,25 \times A \right) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}. & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ & \bullet 2,5 \times \eta \times \left(1,25 \times \eta \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{ sec.} \end{aligned}$$

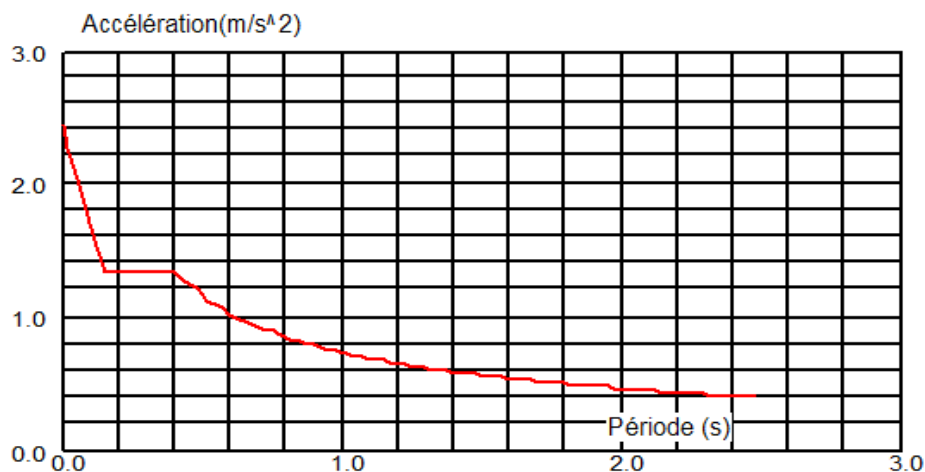


Figure IV.17 : Spectre de réponse.

Nombre des modes considérés :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

- 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 notre structure : 4309.97tonnes.

La masse modale longitudinale est : **3878.97tonnes**

La masse modale transversale est : **3878.97tonnes**

La masse totale de la structure est : **4309.97tonnes**

Sens longitudinal:

$90\%(4309.97) = 3878.97 \text{ T} < \text{la masse modale}$ ► Condition vérifiée.

Sens transversal:

$90\%(4309.97) = 3878.97 \text{ T} < \text{la masse modale}$ ► Condition vérifiée.

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

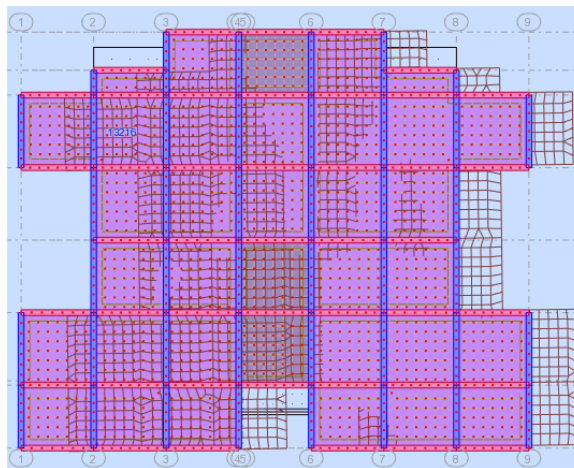


Figure IV.18 : 1^{er} mode de déformation de la tour à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y.

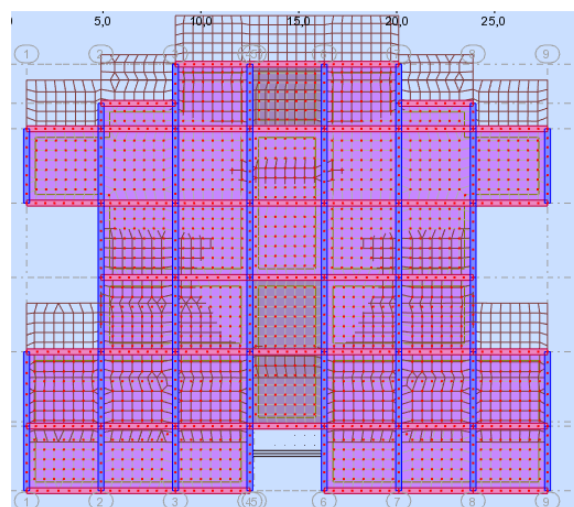


Figure IV.19 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y.

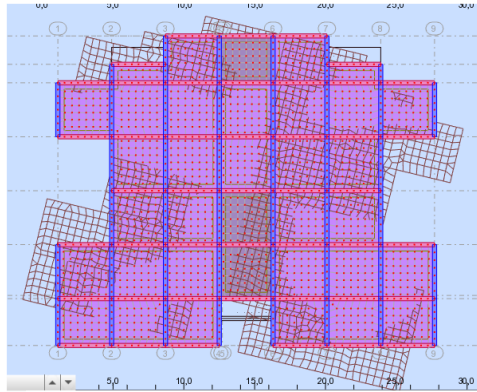


Figure IV.20 : 3^{ème} mode de déformation de la tour à cause des efforts sismiques niveaux terrasse.

Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{x\text{statique}} = V_{y\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1 \times 1,15}{5} \times 4309,97 = 192,26t.$$

Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

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

Les réactions à la base :

Tableau IV.4 : Réactions à la base.

	$\sum Fx(\text{kg})$	$\sum Fy(\text{kg})$
Ex	240413,55	343,15
Ey	341,29	262214,88

$$V_{x\text{dynamique}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 240413.79\text{kg}$$

$$V_{y\text{dynamique}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 262215.10\text{kg}.$$

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

	Vdynamique (kg)	Vstatique (kg)	0.8 × Vstatique < Vdynamique
Ex	240413.79	200241.2	Condition vérifiée
Ey	262215.10	200241.2	Condition vérifiée

Vérification du déplacement :

► Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'article 5.10 des règles RPA/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau : D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau sous différentes combinaisons.

Tableau IV.6 : Déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques.

	Max UX [cm]	Max UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
RDC	0,5	0,0	0,5	0,1	0,0	0,0
Etage 1	1.1	0,0	0,6	0,1	0,1	0,0
Etage 2	1.9	0,1	0,8	0,2	0,3	0,0
Etage 3	2.8	0,1	0,9	0,3	0,4	0,0
Etage 4	3,8	0,1	1,0	0,4	0,5	0,0
Etage 5	4,9	0,2	1,0	0,5	0,7	0,1
Etage 6	5,9	0,2	1,1	0,6	0,8	0,1
Etage 7	7,0	0,2	1,0	0,7	1,0	0,1
Etage 8	8,0	0,3	1,0	0,8	1,2	0,1
Etage 9	8,9	0,3	1,0	0,9	1,3	0,1
Etage 10	9,8	0,3	0,9	1,0	1,5	0,1
Etage 11	10,7	0,4	0,8	1,1	1,7	0,2
Etage 12	11,4	0,4	0,8	1,3	1,9	0,2
Etage 13	12,2	0,5	0,7	1,4	2,0	0,2
Etage 14	12,8	0,7	0,6	1,5	2,2	0,2

Donc dans toutes les combinaisons la condition est vérifiée $dU_x < 3,1\text{cm}$ et $dU_y < 3,1\text{cm}$

Vérification au renversement : Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation

suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$ Ex et Ey

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau "i"

• Sens longitudinal :

Tableau IV.7: Vérification de renversement de la tour dans le sens longitudinal.

W (tonne)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (t.m)	Mr (t.m)	Ms/Mr	vérification
326909,9	28.8	14.4	55857.168	11280.177	4.9	CV

- Sens transversal :

Tableau IV.8 : Vérification de renversement de la tour dans le sens transversal.

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
36854,85	21,8	10,9	42280,177	12303,08	3,43	CV

Conclusion : On peut dire que suivant **RPA/2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V

Ferrailage des poteaux, poutres et voiles

CHAPITRE V

Ferrailage des poteaux, poutres et voiles

I. Introduction générale :

Les éléments d'un ouvrage qualifiés '**d'éléments porteurs ou principaux**' sont les éléments qui interviennent directement dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les objectifs de sécurité d'une structure soumise aux effets de l'action sismique sont considérés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément. Cette présente porte donc sur le ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles.

PARTIE A : FERRAILAGE DES POTEAUX

II. Calcul du ferrailage des poteaux :

Les sollicitations maximales : moment de flexion (M), effort normal de compression (N) et effort de cisaillement (T) dans les poteaux ont été obtenues sous la combinaison accidentelle suivante:

$$G + Q \pm 1,2E \quad (\text{Eq.V.1})$$

Le calcul statique et dynamique de la structure en 3D, nous a donné les valeurs extrêmes suivantes concernant le moment de flexion, l'effort normal ainsi que l'effort tranchant :

- Moment de flexion: $M_u = 74,59\text{kNm}$
- Effort normal: $N_u = 2411,42\text{kN}$
- Effort tranchant: $T_u = 92,20\text{kN}$

Par ailleurs on adoptera les paramètres suivants pour la détermination du ferrailage des poteaux :

- Fissuration préjudiciable
- Enrobage = 2,5cm

II.1. Redimensionnement de la section des poteaux :

Les poteaux ont été pré-dimensionnés à partir de la descente des charges. Maintenant que les sollicitations réelles sont connues, on doit éviter ou limiter le risque de rupture fragile dues au séisme

sous sollicitations normales. Ainsi l'effort normal de compression généré par le séisme doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \quad (\text{Eq.V.2})$$

Avec :

N_d : Effort de compression ultime sous séisme,

B_c : Section du poteau,

f_{c28} : résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours.

Ce qui donne dans notre cas ($N_d = 2411,42\text{KN}$, $B_c = (45.45)\text{cm}^2$, et $f_{c28} = 25\text{MPa}$):

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{2411,42 \times 10^3}{(450 \times 450) \times 25} = 0,476 \neq 0,30$$

La section est insuffisante en cas de séisme. On doit redimensionner et l'on propose une nouvelle section pour les poteaux.

Poteaux ► $(55.60)\text{cm}^2$.

II.2. Détermination des armatures longitudinales :

Notre exemple de calcul sera entrepris sur le poteau $(55 \times 60)\text{cm}^2$ qui est le plus sollicité.

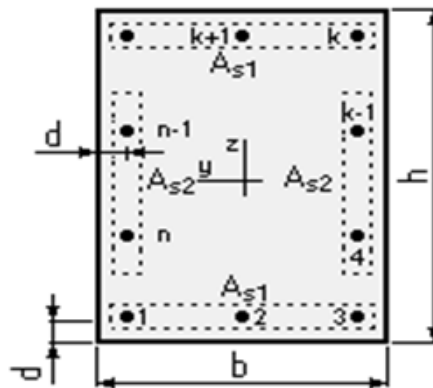


Figure V.1 : Disposition générale des armatures sur les poteaux.

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X et Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N_u et deux moment fléchissant M_y et M_z étant donné que la structure a été étudiée en tridimensionnelle.

Etat limite ultime (ELU) : Nous avons observés les sollicitations extrêmes suivantes :

- $N_u = 2411,42\text{KN}$
- $M_y = 55,37\text{KN.m}$
- $M_z = 74,59\text{KN.m}$.

On établira les calculs du ferrailage dans les deux sens simultanément.

$$b = 55\text{cm}$$

$$h = 60\text{cm}$$

$$d = 2,5\text{cm}$$

$$d' = 55 - 2 \times d = 50\text{cm}$$

$$\sigma_{sc} = 348\text{MPa}$$

► *Calcul des excentricités dans les deux sens :*

$$e_y = \frac{M_{uy(max)}}{N_{u(min)}} = \frac{55,37}{2411,42} = 0,022 \text{ m} = 2,2\text{cm}$$

$$e_z = \frac{M_{uz}}{N_{u(min)}} = \frac{74,59}{2411,42} = 0,03 \text{ m} = 3\text{cm}$$

$$e_{ay} = e + (h/2 - 2 \times d) = 2,2 + (60/2 - 2 \times 2,5) = 27,2\text{cm}$$

$$e_{az} = e + (h/2 - 2 \times d) = 3 + 30 - 5 = 28\text{cm}.$$

► *Moment fictive 'Ma' :*

$$M_{ay} = N_{Umin} \times e_{ay} = 2411,42 \times 10^{-3} \times 0,22 = 0,655\text{MN.m} = 655\text{KN.m}$$

$$M_{az} = N_{Umin} \times e_{az} = 2411,42 \times 10^{-3} \times 0,23 = 0,675\text{MN.m} = 675\text{KN.m}.$$

Vérifications des conditions :

$$(d' - 2 \times d) \times N_u - M_{az} = 0,4 \text{ MN.m}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{2 \times d}{b}) \times b \times (h)^2 \times f_{bc} = 0,71 \text{ MN}$$

Nous avons :

$$(d' - 2 \times d) \times N_u - M_{az} = 0,4\text{MN.m} < (0,337 - 0,81 \frac{2 \times d}{b}) \times b \times (h)^2 \times f_{bc} = 0,71\text{MN}$$

donc la section du poteau est partiellement comprimée.

Moment ultime réduit :

$$\mu_z = \frac{M_{ay}}{b \times (d')^2 \times f_{bc}} = \frac{0,655}{0,50 \times (0,55)^2 \times 14,17} = 0,305 < 0,392$$

► La section est simplement armée donc : $A'_{u1} = 0$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,469$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0.812$$

$$Z = d' \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,3376$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - Nu \right) = 1.35 \text{cm}^2$$

Le poteau sera donc calculé en flexion simple sous un moment "M_{uA}" égal à :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d' - \frac{h}{2} \right) = 74.59 + 2411.42 \left(0.5 - \frac{0,60}{2} \right) = 497.20 \text{KN.m}$$

Le poteau sera ferrailé en flexion simple sous un état limite accidentelle. La procédure suivie est illustrée à travers l'organigramme suivant :

Organigramme de calcul des armatures en flexion simple à l'ELU

Données de bases:

- ✚ Moment à l'état limite ultime (Mu).
- ✚ Dimensions de la section (largeur(b) et hauteur (h)).
- ✚ Résistance caractéristique du béton en compression (f_{c28}).
- ✚ Nuance des aciers (FeE400 ou FeE500).
- ✚ Enrobage des aciers (c).
- ✚ Type de fissuration.

Calcul des armatures à l'ELU (Au) :

✚ Calcul de:
$$\mu_b = \frac{M_u}{b(h-c)^2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{M_u}{b \times d^2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

✚ Si : $\mu_u < \mu_l$ (fonction de la nuance)

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A'=0).

✚ Calcul de : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_b})$

✚ Calcul de : $\beta = (1 - 0,4 \alpha)$

✚ Calcul de : $Z_b = d \times \beta = d(1 - 0,4 \alpha)$

✚ Calcul de la section d'armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times (h - c) \times f_e / \gamma_s} = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{M_u}{Z_b \times f_e / \gamma_s} \quad (\text{Eq. V.3})$$

Appliqué, cet organigramme donne les valeurs suivantes :

$$\mu_a = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{49.7 \times 10^7}{550 \times 500^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,15} \right)} = 0,195 \pi \mu_l = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires (A'= 0).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,228} \right) = 0,273$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,273 = 0,890$$

Soit une section d'armatures de:

$$A_u = \frac{M_a}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{49.7 \times 10^7}{0,890 \times 500 \left(\frac{400}{1} \right)} = 27,92 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des aciers longitudinaux:**

$$A = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2792 - \frac{241.1 \times 10^4}{400} = -32,36 \text{ cm}^2 \approx 0$$

La section trouvée étant négative, on ferrailera donc les poteaux à partir des sections minimales imposées par les règlements en vigueur.

Section minimale selon le RPA/99 :

En zone II, la section minimale des armatures longitudinales doit être d'au moins 0,8% de la section du poteau, soit :

$$A_{\min} = 0,008(b \times b) = 0,008 \times (55 \times 60) = 26,4 \text{ cm}^2$$

On adopte une section constituée d'acier pour poteau de :

Poteau ► 4HA20 + 8HA16.

Conditions sur les armatures longitudinales selon le RPA/2003 :

Diamètre et nature des barres

Les armatures longitudinales seront réalisées à partir de barres à haute adhérence (HA), avec un diamètre minimum de 12mm, condition vérifiée puisque le diamètre minimal choisi est de 16mm. Les barres doivent être droites. Les crochets sont interdits car ils entraînent une poussée au vide (figure V.2).

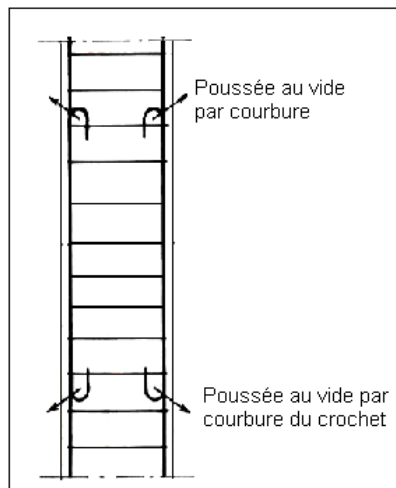


Figure V.2 : Poussée au vide dû aux crochets des armatures.

Pourcentage maximal:

En ne doit en aucun cas dépasser les 2 valeurs limites suivantes :

Zone courante :

$$A_{\max} = 0,04(b \times h) = 0,04(55 \times 60) = 131 \text{ cm}^2 \quad \phi A_{ut} = 32,2 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 0,06(b \times h) = 0,06(55 \times 60) = 198 \text{ cm}^2 \quad \phi A = 32,2 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Distance minimale des armatures longitudinales :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II ; ainsi chaque face du poteau, doit comporter au minimum 3 barres. Dans notre cas, l'espacement réel entre les barres sera de 17,2cm.

Jonction des armatures

La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40ϕ en zone II, ϕ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales.

Soit pratiquement une longueur de:

$$40\phi_{\max} = 40 \times (20) = 80 \text{ cm}$$

Les jonctions des armatures doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Détermination de la zone nodale

D'un point de vue dimensionnelle la zone nodale est définie, selon les règles parasismiques Algériennes, comme l'indique la figure suivante:

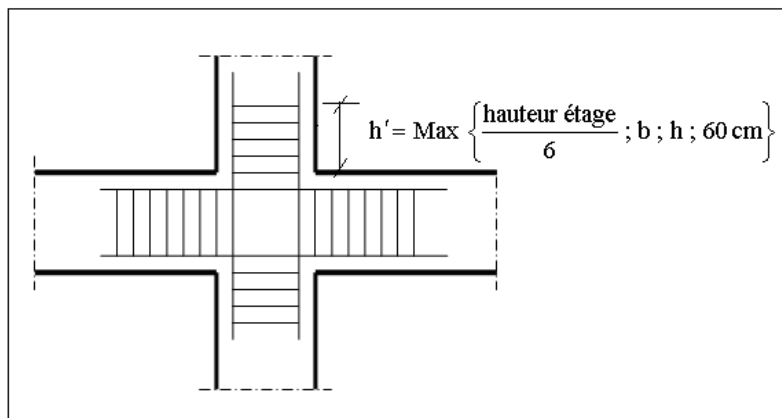


Figure V.3 : Détermination de la zone nodale selon le RPA/2003.

La hauteur du poteau concernée par cette zone est de :

Etage RDC: dans cette étage la hauteur des poteaux est de 408cm.

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; b; h; 60\text{cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{408}{6}; 55; 60; 60 \right\} = 68\text{cm}$$

Etage courant: la hauteur des poteaux dans les étages courants est de 306cm.

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; b; h; 60\text{cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{306}{6}; 55; 60; 60 \right\} = 60\text{cm}$$

Vérification des sollicitations normales :

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:

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

$$v = \frac{241.1 \times 10^4}{(550 \times 600)25} = 0,292 < 0,30$$

La condition est donc vérifiée.

Conditions sur les armatures longitudinales selon le CBA/93

- Section minimale :

$$A_{\min} = \text{Max} \{ 0,2\% (b \times h) ; 8(b+h) \} = \text{Max} \{ 0,2(55 \times 60) ; 8(0,55+0,6) \} = 9.2\text{cm}^2$$

$$\pi A = 27.92\text{cm}^2$$

La condition est vérifiée.

- Pourcentage maximal :

$$A_{\max} = 5\% (bh) = 0,05(55 \times 60) = 165\text{cm}^2 \quad \phi A_{ua} = 27.92\text{cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Distance minimale entre armatures longitudinales

La distance maximum entre 2 aciers longitudinaux voisins ne doit pas dépasser la valeur de :

$$\text{Min} \{ b+0,1 ; h+0,1 ; 0,4 \} = \text{Min} \{ 0,55+0,1 ; 0,60+0,1 ; 0,4 \} = 0,4\text{m} = 40\text{cm}$$

La condition est vérifiée.

Jonction des armatures

Pour les barres à haute adhérence de nuance FeE400, la longueur de recouvrement minimale égale à 40fois le diamètre maximal des barres, soit dans notre cas:

$$40 \times 20 = 80\text{cm}$$

Vérification du risque de flambement

Poteaux du RDC: hauteur = 408cm

Longueur de flambement :

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{bh^3}{12bh}}} = \frac{285,6}{\sqrt{\frac{60^3 \times 55}{12(55 \times 60)}}} = 16,48 \pi 50$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement pour ces poteaux.

Poteaux des étages courants : hauteur = 306 cm

Longueur de flambement

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{bh^3}{12bh}}} = \frac{214,2}{\sqrt{\frac{60^3 \times 55}{12(55 \times 60)}}} = 12,36 \pi 50$$

L'élancement des poteaux est relativement faible, le risque de flambement n'est donc pas à craindre.

II.3. Détermination des armatures transversales :

Détermination des armatures transversales selon le RPA/2003

Vérfications des sollicitations tangentes :

La contrainte conventionnelle de calcul dans le béton s'écrit :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Contrainte tangente sous sollicitation sismique :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{9,22 \times 10^4}{550 \times 500} = 0,33 \text{ MPa} \quad \pi \quad \rho_d f_{c28} = 0,075(25) = 1,87 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}; \quad \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par 2 cadres HA8.

Soit :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale peut être déterminée grâce à l'inégalité suivante:

$$\left(\frac{A_t}{tb_1} \right) \% \phi 0,3$$

Soit un espacement à ne pas dépasser de:

$$t \pi \frac{A_t}{0,3b} = 12.18 \text{ cm}$$

Espacement en zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (15\phi_1; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone nodale de 10cm.

Espacement en zone courante :

$$t \leq 15 \phi_1 = 24 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone courante de 15cm.

Les cadres seront fermés par des crochets à 45° ayant une longueur droite minimale de :

$$10\phi_t = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$$

Dispositions constructives

Le centre de gravité des aciers doit coïncider avec celui du béton. D'autre part, pour assurer le rôle des aciers vis-à-vis de la flexion, il y a intérêt à répartir les barres d'armatures à la périphérie de la section.

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être placées dans tous les angles du poteau et le long des faces latérales

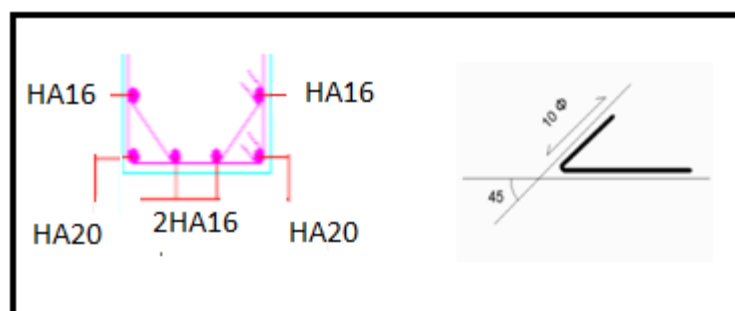


Figure V.4 : Détails sur l'emplacement des armatures des poteaux par face.

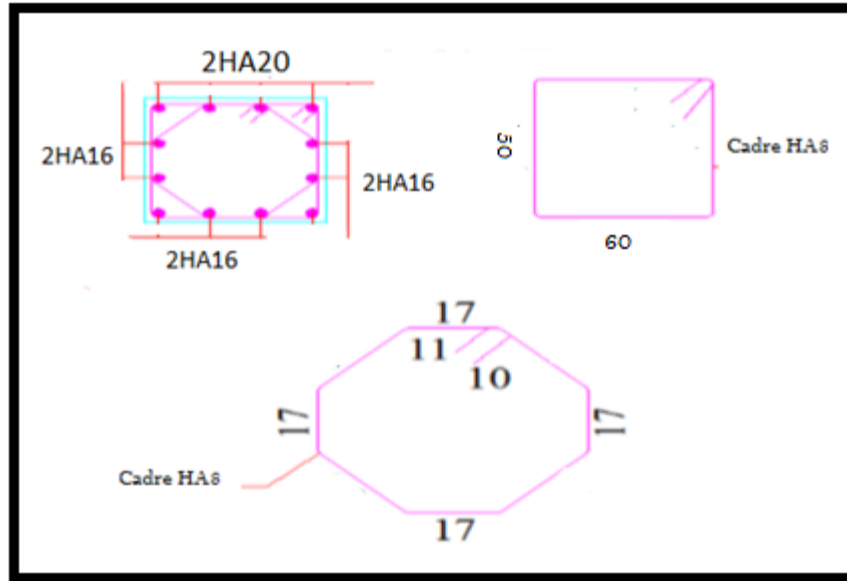


Figure V.5 : Dispositions des cadres dans les poteaux.

Détermination des armatures transversales selon le CBA/93

Effort tranchant = 9,22t

Contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{9,22 \cdot 10^4}{550 \times 500} = 0,33 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et lorsque la fissuration est jugée préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des 2 valeurs :

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} \quad 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} \quad \pi \quad \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites.

Pour le choix du diamètre des armatures transversales, on doit vérifier les 2 conditions suivantes :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\phi_t \pi \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 16 \right\} \Rightarrow \phi_t \pi \text{ Min} \left\{ \frac{600}{35} ; \frac{550}{10} ; 16 \right\} = 16 \text{ mm}$$

Les 2 conditions sont vérifiées puisque le diamètre choisi pour les armatures transversales est de 8mm.

Espacement des cadres :

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit être égal au plus à la plus basse des 2 valeurs :

$$S_t \leq \{0,9d' ; 40cm\} = 40cm$$

La condition est vérifiée.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2,01 \times 400}{550 \times 150} = 0,097MPa \approx 0,40MPa$$

Ainsi le poteau étudié serait armé longitudinalement par 4HA20 et 8HA16 et transversalement par 2 cadres en HA8.

Schéma de ferrailage des poteaux pour les étages courants :

Le premier cadre étant placé à 5cm au-dessus du plancher, on placera ensuite 6 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale), puis 7 cadres espacés de 15cm et un huitième cadre espacé uniquement de 11cm (zone courante), puis 6 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale côté haut) et enfin un dernier cadre à 5cm du plafond.

Nous pouvons alors représenter le ferrailage sur les 2 schémas suivants :

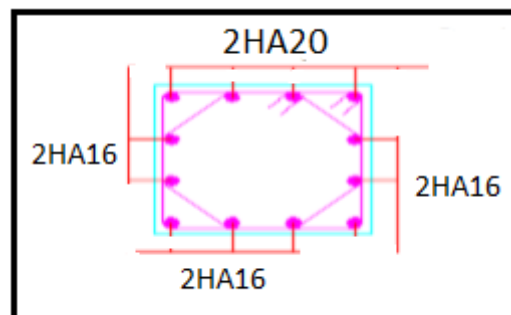


Figure V.6 : Schéma de ferrailage du poteau (section transversale).

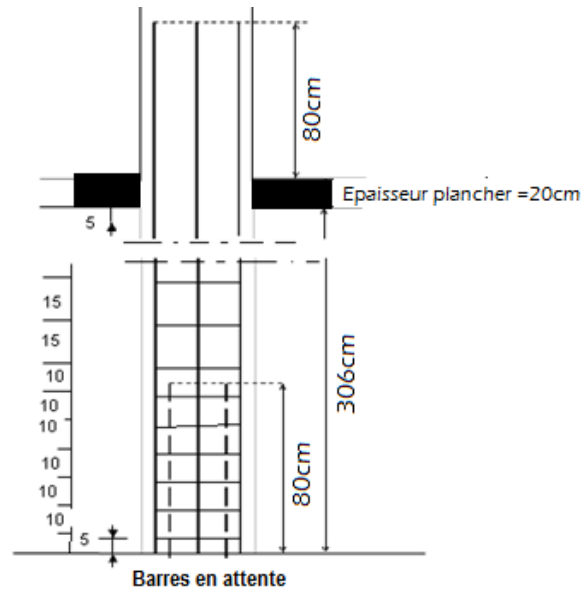


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux des étages courants.

Poteau du rez-de-chaussée :

Le premier cadre étant placé à 5cm au-dessus du plancher, on placera ensuite 7 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale), puis 17 cadres espacés de 15cm et un dernier cadre espacé de 18cm (zone courante), puis 7 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale côté haut) et enfin un dernier cadre à 5cm du plafond.

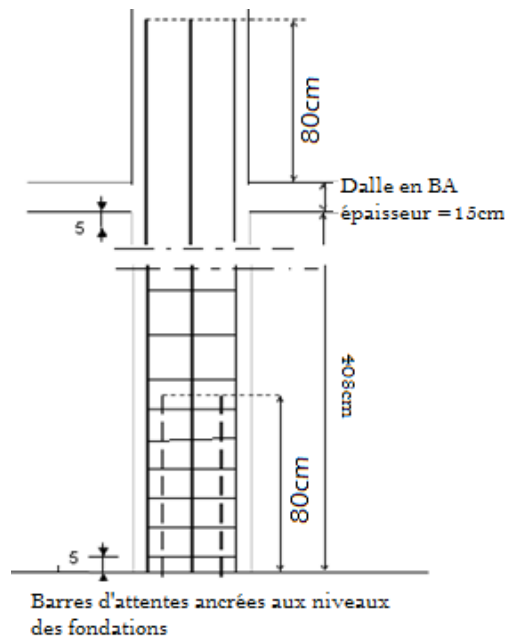


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux du rez-de-chaussée.

II.4. Calcul du métré des poteaux :

On fera le calcul pour un poteau du rez-de-chaussée et un poteau étage courant car leurs hauteurs sont différentes.

Poteau rez-de-chaussée : hauteur = 4,08 m.

Volume béton = $0,55 \times 0,6 \times 4,08 = 1,35\text{m}^3$

Poteau étage courant : hauteur = 3,06 m:

Volume béton = $0,55 \times 0,6 \times 3,06 = 1,01\text{m}^3$

Tableau V.1 : Métré acier pour les poteaux.

	<i>20HA</i>	<i>16HA</i>
Armatures longitudinales (rez-de-chaussée)	Nombre = 4 Longueur de la barre = 4,88m Longueur totale = 19,52m Poids total = 48,11kg	Nombre = 8 Longueur de la barre = 4,88m Longueur totale = 39,04m Poids total = 61,57kg
Armatures longitudinales (étage courant)	Nombre = 4 Longueur de la barre = 3,86m Longueur totale = 15,44m Poids total = 38,06kg	Nombre = 8 Longueur de la barre = 3,86m Longueur totale = 30,88m Poids total = 48,70kg
	HA8	
Armatures transversales (rez-de-chaussée)	Nombre = 21 Longueur développée du cadre = 2,4m Longueur totale = 50,4m Poids total = 19,86kg	
Armatures transversales (étage courant)	Nombre = 33 Longueur développée du cadre = 2,4m Longueur totale = 79,2m Poids total = 31,21kg	

PARTIE B : FERRAILAGE DES POUTRES

III. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont considérées comme des éléments soumis aux efforts tranchants et aux moments fléchissant. En effet les poutres sont sollicitées par de faibles charges verticales et par des forces latérales sismiques (forces prépondérantes). Elles doivent donc avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. Dans notre présent travail, nous allons ferrailer uniquement la poutre la plus sollicitée, et l'on adoptera le ferrailage déterminé à l'ensemble des autres poutres.

Le ferrailage sera fait pour la combinaison la plus défavorable, selon les cas. Les poutres, qui assurent le transfert des charges du plancher aux poteaux et aux voiles, seront calculées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables tant en appuis qu'en travée. Ainsi les armatures en travée seront déterminées pour une situation durable ($\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$) et les armatures en appui pour une situation accidentelle ($\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$).

III.1. Vérification de la flèche maximale observée au niveau des poutres :

Avant d'entamer le calcul du ferrailage des armatures, vérifions que la section de la poutre est suffisante vis-à-vis du critère de la flèche admissible. Celle-ci sera calculée sous charges non pondérées. Concernant le calcul de la flèche maximale, nous avons utilisé le logiciel Robot, dont le principe consiste à sélectionner l'ensemble des poutres (voir figure V.9).

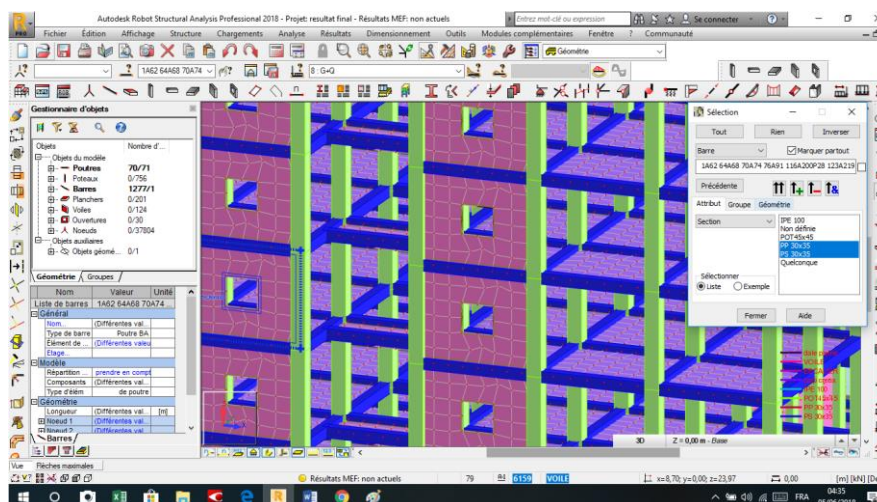


Figure V.9 : Principe de calcul de la flèche via le logiciel Robot.

Par la suite on clique sur l'icône "résultats".

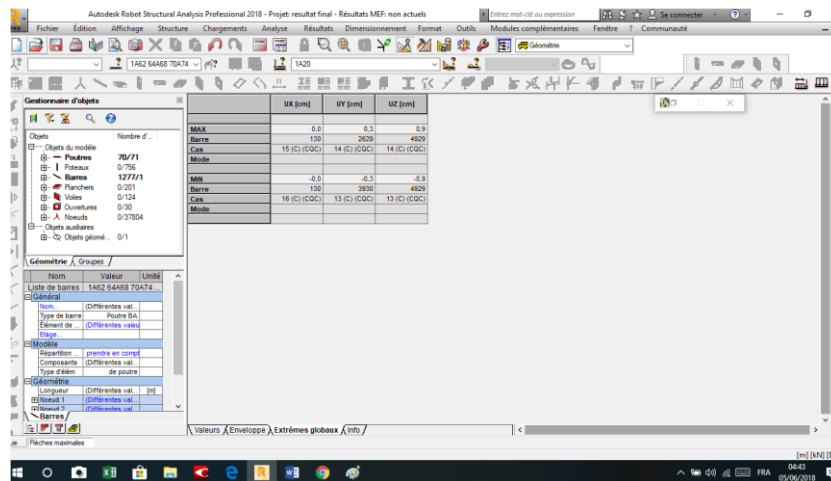


Figure V.10. Exemple de calcul de flèche.

L'analyse des résultats donne une flèche maximale de 0,9cm, pour une poutre de portée de 3,8m.

Vérification :

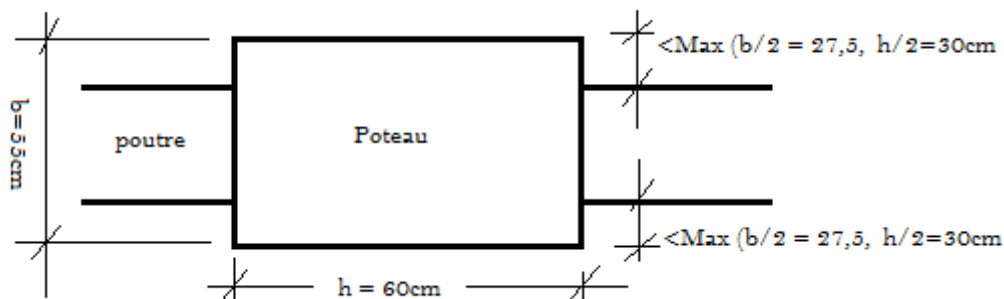
$$f_{\max} = 0,9\text{cm} \phi f_{\text{admissible}} = \frac{\text{Portée}}{500} = \frac{380}{500} = 0,76\text{cm}$$

La condition n'est pas vérifiée, il y a donc lieu de redimensionner les poutres, avant de déterminer leur ferrailage. Proposition d'une nouvelle section pour les poutres principales et secondaires

Section des poutres ► (30.45)cm².

III.2. Vérification de la largeur des poutres :

Dans notre cas, la largeur des poutres est différente de celle des poteaux, il en résulte un débord des deux côtés. Il y'a donc lieu de vérifier avant tout les exigences de l'article 7.5.1. des règles RPA/2003 sur les dimensions des poutres. Les exigences de cet article sont illustrées à travers la figure suivante :



La condition étant vérifiée, on pourra donc conserver les dimensions des poutres, telles que représentées à travers la figure suivante :

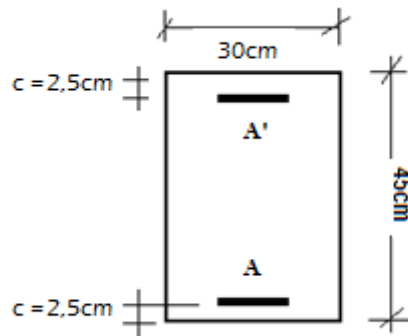


Figure V.11 : Dimensions des poutres principales et secondaires.

Données pour le calcul du ferrailage des poutres :

- Acier en FeE400,
- Enrobage des barres : $c = c' = 25\text{mm}$,
- Dimensions : $b = 30\text{cm}$, $h = 45\text{cm}$.

III.3. Détermination des armatures longitudinales :

III.3.1. Ferrailage en travée :

D'une manière générale, la section d'armatures en travée (notée A) des poutres se déduit de la combinaison correspondante à l'état limite ultime, état qui intègre le maximum de charges verticales (1,35G + 1,5Q). Le calcul statique sous robot donne une valeur maximale de 5,06t.m.

La poutre sera ferrillée en flexion simple (organigramme déjà exposé précédemment) avec des coefficients de sécurité de 1,5 pour le béton et de 1,15 pour les armatures.

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,06 \times 10^7}{300 \times 425^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \right)} = 0,066 \quad \pi \mu_1 = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ► $A' = 0$.

$$\alpha = 0,085 \rightarrow \beta = 0,965$$

Section d'armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{5,06 \times 10^7}{0,965 \times 425 \left(\frac{400}{1,15} \right)} = 3,54 \text{cm}^2$$

Soit une section adoptée pour les armatures en travée de ► **A = 3HA14.**

III.3.2. Ferrailage en appui :

L'action sismique maximale s'observe au niveau des nœuds. Ainsi Le ferrailage en appui se déduira de la combinaison qui intègre l'action sismique, soit : $G + Q \pm E$.

Valeur du moment maximal en appui = 10,4t.m

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.4 \times 10^7}{300 \times 425^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,15} \right)} = 0,135 \quad \mu_1 = 0,372$$

Pour l'acier de nuance FeE400, et sous combinaison accidentelle, la valeur de μ_1 est de 0,372.

Puisque l'action du sismique est prise en compte, le coefficient de sécurité du béton devient égal à 1,15.

Les armatures comprimées (ici à placer éventuellement en bas) ne sont pas nécessaires,

$$\blacktriangleright \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,182 \rightarrow \beta = 0,927$$

Section d'armatures :

Puisque l'action du sismique est prise en compte, le coefficient de sécurité de l'acier devient égal à 1.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{10.4 \times 10^7}{0,927 \times 425 \left(\frac{400}{1} \right)} = 6,60 \text{m}^2$$

Section adoptée \blacktriangleright Armatures supérieures **A' = 3HA20.**

Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon les règles CBA/93 :

- Section minimale :

$$A_{\min} \geq 0,001(b \times h) = 0,001(30 \times 45) = 1,35 \text{cm}^2$$

La condition est vérifiée, puisque la section totale des poutres est de $14,04 \text{cm}^2 > 1,05 \text{cm}^2$.

Condition de non fragilité : Elle s'écrit:

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 42,5 \left(\frac{2,1}{400} \right) = 1,54 \text{cm}^2$$

Là aussi la CNF est vérifiée.

Vérifications des poutres selon le RPA/2003

-Pourcentage minimal de la section d'armatures :

$$A_{\min} = 0,5\% (bh) = \frac{0,5}{100} (30 \times 35) = 6,75 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Pourcentage maximal autorisé :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% B = \frac{4 \times 30 \times 45}{100} = 54 \text{ cm}^2$$

Zone nodale ;

$$A_{\max} = 6\% B = \frac{6 \times 30 \times 45}{100} = 81 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées. On pourra donc conserver les sections adoptées.

III.4. Détermination des armatures transversales :

Elles seront déduites à partir de l'effort de cisaillement ultime, observé sous séisme et qui égal dans notre cas à :

Effort tranchant ultime = 9,06t

Contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{90600}{300 \times 425} = 0,71 \text{ MPa}$$

Vérification selon les règles CBA/93 :

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} \quad \pi \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte reste admissible et les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l(\max)}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\phi_t \pi \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 16 \right\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \pi \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 16 \right\} = 12,85 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé HA8 pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8mm de diamètre, soit une section totale de :

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

Règles CBA/93 :

Il faut respecter les 5 conditions suivantes :

$$S_t \leq \text{Min} \{15\phi_1 ; 40 \text{ cm} ; a+10 \text{ cm}\} = 21 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = 38,25 \text{ cm}$$

$$s_{t4} \leq 2 \frac{f_e \times A_t}{b \tau_u} \leq 2 \left(\frac{400 \times 2,01}{30 \times 0,71} \right) = 75,5 \text{ cm}$$

$$s_{t2} \leq 40 \text{ cm}$$

$$s_{t1} = \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0,3k_{fij})} = \frac{0,8 \times 400 \times 2,01}{30(0,71 - 0,30 \times 1 \times 2,1)} = 13,4 \text{ cm}$$

On adoptant un espacement fixe de 10cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_1 \cdot S_t} = \frac{201 \times 400}{425 \times 100} = 1,89 \text{ MPa} \phi \text{ Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

Les cinq conditions sont vérifiées.

RPA/2003 :

Conditions sur l'espacement :

En zone nodale :

$$t \leq \min \left\{ 12 \phi_1 ; \frac{h}{4} \right\} = \min \left\{ 12 \times 1,4 ; \frac{45}{4} \right\} = 11,25 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de 10cm.

En zone courante :

$$t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de 15cm.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,003Sb = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Remarquons bien que la section adoptée vérifie cette condition :

$$A_t (\text{adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 \phi 1,35 \text{ cm}^2$$

Détermination dimensionnelle de la zone nodale :

La longueur de la zone nodale notée l' du côté poutre est égale à :

$l' = 2$ fois la hauteur de la poutre = $2.45 = 90\text{cm}$.

Ancrage des armatures longitudinales :

L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° et les cadres du nœud disposés comme armatures transversales du poteau, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisée). Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

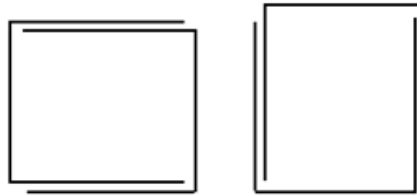


Figure V.12 : Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.

III.5. Vérification à l'état limite de service :

La figure suivante présente le calcul des sollicitations au niveau des poutres à l'état limite de service.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	76,64	98,02	1789,94	35,42	12,41	2,42
Noeud	121	77	93	75	74	75
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-74,11	-98,31	17,47	-15,57	-10,55	-2,30
Noeud	124	90	15989	77	58	74
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)

Figure V.13.

$M_s = 35,42\text{KN.m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \left[\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] \right\} = 202\text{MPa}$$

- Détermination de α

$$u = \frac{30M_{\text{service}}}{bd^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 35,42 \times 10^6}{300 \times 425^2 \times 202} = 0,097$$

Abaque, pour $\mu=0,097$, $\alpha= 0,28$

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{300 \times 425 \times 0,28^2}{30(1-0,28)} = 463\text{mm}^2$$

On constate que cette section est largement inférieure aux précédentes.

En récapitulant et en conservant à chaque fois la valeur la plus défavorable, on aboutit aux résultats finaux suivants :

Armatures longitudinales

- En appui : 3HA20
- En travée : 3HA14

Armatures transversales 1 cadre + 1 étrier de 8mm de diamètre

Espacement : 10cm sur les deux abouts de la poutre (zone nodale), et 15cm en zone courante.

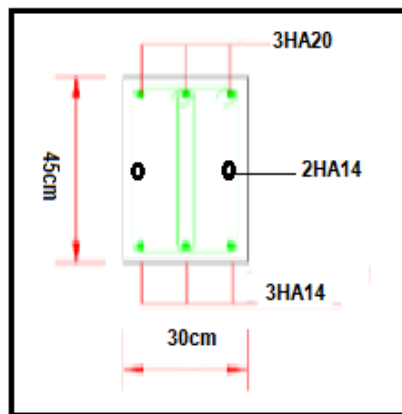


Figure V.14 : Coupe du schéma de ferrailage des poutres.

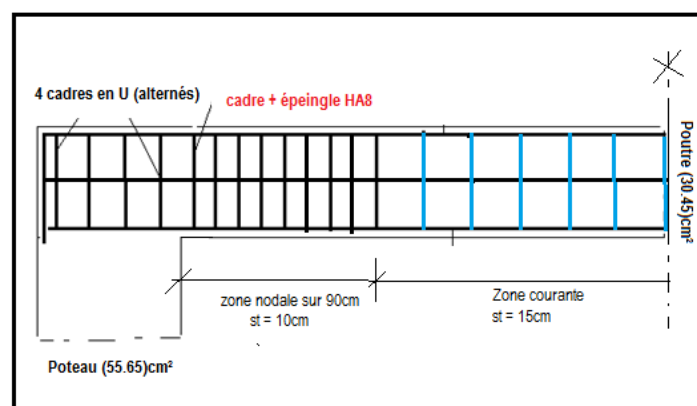


Figure V.15 : Coupe longitudinale du schéma de ferrailage des poutres.

III.5. Calcul du mètre :

Poutre de portée = 3,8 m:

Volume béton = $0,3 \times 0,45 \times 3,8 = 0,513\text{m}^3$

Tableau V.2: Métré acier pour les poutres.

	<i>20HA</i>	HA14
Armatures longitudinales	Nombre = 3 Longueur de la barre = 3,8m Longueur totale = 11,4m Poids total = 28,1kg	Nombre = 5 Longueur de la barre = 3,8m Longueur totale = 19m Poids total = 22,94kg
	<i>HA8</i>	
Armatures transversales Cadres +Epingles	Nombre = 60 Longueur développée du cadre = 2,42m Longueur totale = 145,2m Poids total = 56,04kg	

PARTIE C : FERRAILAGE DES VOILES

V. Ferrailage des voiles :

La tour a été renforcé par des voiles porteurs dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. En effet la tour est appelée à être implantée à TIZI OUZZOU région de grande activité sismique. Dans ce cas le recours aux voiles comme éléments porteurs peut être très intéressant d'un point de vu comportement structurale. La présence des voiles en béton armé permet de :

- Limiter les déformations latérales,
- Protéger, grâce à leur rigidité, les éléments non structuraux et quelques poteaux existants,
- Éviter la réalisation des nœuds des portiques qui posent toujours des difficultés.

Les voiles porteurs ont pour rôles de reprendre une partie des charges verticales et de participer aux contreventements de l'ouvrage.

En Algérie c'est le document technique réglementaire **BC-2.42 [9]** qui définit les règles de calcul applicables aux parois et murs en béton banché de tous bâtiments, quelle que soit la destination (bâtiment d'habitation, de bureaux, industriels, etc.). Le domaine de validité des règles est déterminé par les paramètres suivants

- L'épaisseur «a» du voile doit être comprise entre 12 et 120cm. Cette condition est vérifiée puisque notre épaisseur est de 20cm,
- La longueur du voile doit être supérieure à 5 fois (soit 100cm dans notre cas). La condition est vérifiée puisque la longueur de chaque voile est de 320cm pour le sens transversal et 3.25cm pour le sens longitudinal.
- La longueur libre de flambement doit être inférieure à 600cm. Condition vérifiée puisque le voile le plus haut présente une hauteur de 408cm : $l_{fp} = 0,7 \times 408 = 286\text{cm} < 600\text{cm}$.

Ces 3 conditions étant conditions vérifiées, on pourra donc déterminer les armatures des voiles conformément aux prescriptions du DTR BC2-42.

V.1. Calcul de la contrainte de compression admissible du béton :

La contrainte de compression admissible σ_{b0} des voiles représente une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge, notée f_{c28} .

$$\sigma_{b0} = \text{Min} [(0,45 \alpha \gamma \delta; 0,50 \alpha \beta \gamma \delta)] f_{c28} \quad (\text{Eq.V.3})$$

Les expressions analytiques permettant la détermination des différents paramètres sont présentées ci-après :

Le coefficient " α " sera pris égal à :

$$\alpha = \frac{a - \left(\frac{10e}{3}\right)}{a}$$

Le coefficient "e" représente l'excentricité qui se calcule conformément à l'expression suivante:

$$e = \text{Min} \left(1 \text{ cm}; \frac{l_f}{300} \right)$$

La hauteur des voiles est 408m au niveau du rez-de-chaussée et 306 pour les autres étages, le cas le plus défavorable correspond donc au rez-de-chaussée.

$$e_{RDC} = \text{Min} \left(1 \text{ cm}; \frac{l_f}{300} \right) = \text{Min} \left(1 \text{ cm}; \frac{285,6}{300} \right) = 0,952 \text{ cm}$$

D'où :

$$\alpha_{RDC} = \frac{20 - \left(\frac{10 \times 0,95}{3}\right)}{20} = 0,84$$

Vu l'importance de l'ouvrage, un contrôle régulier sera imposé, la valeur du coefficient ' γ ' sera prise égale à 1.

Le coefficient ' β ' est donné par la formule suivante :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$$

Soit :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{49,5}{100}\right)^2} = 0,67$$

Tout calcul fait, la contrainte admissible en compression pour l'ensemble des voiles sera donc égale à :

$$\sigma_{b0} = \text{Min} \left([0,45 \times 0,84 \times 1](25); [0,5 \times 0,84 \times 0,67 \times 1](25) \right) = 7,1 \text{ MPa}$$

V.2. Sollicitations de calcul dans les voiles :

Nos voiles ont été calculés sous les trois combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$
- 2) $0,8G \pm E$
- 3) $1,35G + 1,5Q$

Et les valeurs extrêmes ont été observées sous la combinaison ► $G + Q \pm E$.

Le calcul statique donne pour le voile le plus sollicité les actions suivantes :

- **Effort normal de compression** ► $N = 375.3 \text{ t.m}$

- **Moment de flexion** ► $M = 9.04t.m$.

Les voiles travaillent donc en flexion composée, et sous cette sollicitation combinée, les contraintes globales se calculent conformément à la formule suivante:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

Avec :

S = section du voile,

I = inertie du voile.

$$S = 0,2 \times 3,8 = 0,76m^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 3,8^3}{12} = 0,91m^4$$

Les contraintes maximales s'observent aux niveaux des extrémités et ont pour valeurs:

$$\sigma_{\max} = \frac{375.3}{0.76} + \left(\frac{9.04}{0.91}\right) \times 1.9 = 512,69t / m^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{375.3}{0.76} - \left(\frac{9.04}{0.91}\right) \times 1.9 = 474,93t / m^2$$

Le voile est donc entièrement comprimée et la distribution des contraintes est illustrée à travers la figure suivante :

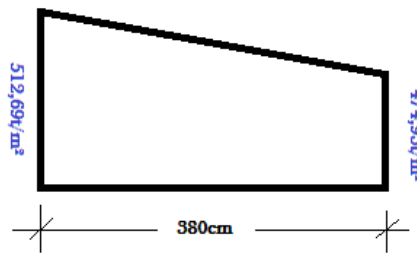


Figure V.16 : Distribution des contrainte dans le voile étudié.

Tableau V.3: sollicitations dans les voiles.

Voile	Cas	NR [KN]	MR [KN.m]	TR [KN]
Voile 3986	1.35G+1.5Q	104,94	48,86	134,09
	G+Q	76,64	35,42	98,02
	G+Q+Ex	3753, 29	90,44	110,05
	G+Q-Ex	85,98	28,14	85,98
	0.8G+Ex	242,15	60,31	81,35
	0.8G+Ey	84,12	73,60	325,94

V.3. Calcul du ferrailage des voiles :

La contrainte moyenne de compression est appliquée au niveau du centre de gravité du trapèze, soit une contrainte en ce point

$$\sigma_{\text{moyenne}} = 499,93 \text{ t/m}^2$$

A cette contrainte correspond une force de compression globale dans la zone comprimée de:

$$F_c = \sigma_{\text{moyenne}} \times a \times L = 499,93 \times 0,2 \times 3,8 = 379,94 \text{ t}$$

V.3.1. Ferrailage longitudinal :

La section des armatures verticale sera égale à :

$$A_c = \frac{F_c}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{379,94 \times 10^4}{\frac{400}{1,15}} = 13222 \text{ mm}^2 = 132,2 \text{ cm}^2$$

La section sera équitablement partagée en 2 parts égales sur les deux faces du voile. On aura ainsi par face, une section de 66,1 cm².

Choix de la section : L'écartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser 2 fois l'épaisseur du mur (soit 40cm) sans pouvoir excéder 33cm. Ainsi on propose la section suivante:

► **A_v' = 33HA16**

Ce qui correspond à placer 9 barres HA16 par mètre linéaire de parement sur les deux faces.

Pour les armatures horizontales, on adoptera une section, cette fois exprimée par mètre linéaire, égale à :

$$A'_H = \frac{A'_V}{2} = \frac{18,1}{2} = 9,05 \text{ cm}^2$$

Choix : La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être au moins égale à 1cm. L'écartement des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 33cm. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur de l'élément de mur limité par des ouvertures.

► **A'_H = 9HA12/ml**

V.3.2. Ferrailage transversal :

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, qui vont servir à maintenir les 2 nappes pendant le coulage du béton. L'espacement des armatures horizontales et transversales ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre ϕ , défini dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Choix du diamètre transversal.

Diamètre longitudinal (mm)	Diamètre transversal (mm)
≤ 16	5
20	6
25	8
32	10

At = 5HA8.

V.3.3. Vérification du ferrailage selon les prescriptions du DTR BC2.42 :

Une fois le ferrailage déterminé, il y a lieu de procéder aux vérifications suivantes :

Les sections d'armatures adoptées doivent répondre aux conditions du document technique réglementaire BC-2.42. Ces conditions s'écrivent :

Armatures verticales :

La densité des armatures peut varier d'une bande verticale d'un mur à l'autre suivant l'intensité de la contrainte moyenne de cette bande. Le pourcentage minimal w'v d'une bande verticale rapportée au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs :

$$A_v \geq \text{Max} \left(0,001ad; \frac{2,1}{\sigma_b} \theta_1 \theta_2 (3\sigma'_{m0} - 1)a.d \right) \quad (\text{Eq.V.4})$$

Avec :

A'm = section des armatures dans la section horizontale considérée ;

a = épaisseur du mur ;

d = largeur du mur ;

$\sigma'm$ = contrainte moyenne de compression agissant dans la bande considérée

θ_i = coefficient égal à :

- 1 pour un mur intermédiaire ;
- 1,4 pour un mur de rive.

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20}$$

On se placera dans le cas le plus défavorable, celui des murs de rives.

$$\theta_1 = 1,4 \text{ (Mur de rive),}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20} = 1 + \frac{49,5}{20} = 3,5$$

$$0,001ad = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_{m0} = 3.80 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{2,1}{400} \times 1,4 \times 3,5 \left((3 \times 3.80 - 1) \right) 20.380 \right) = 20.33 \text{ cm}^2$$

$$A_V = 66,34 \text{ cm}^2 \phi A_{\min} = 20,33 \text{ cm}^2$$

La condition est donc vérifiée et les sections adoptées pour les armatures verticales peuvent être conservées.

Armatures horizontales :

La section minimale des armatures horizontales doit être au moins égale à :

$$A_{\min} = \frac{2}{3} A_{v \min} = 13.55 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 10,18 \times 3,8 = 38,68 \text{ cm}^2 \phi 13.55 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

$$\sigma'_M = 3.80 \text{ MPa} \pi \frac{3}{4} \sigma'_{b0} = \frac{3 \times 7,1}{4} = 5,32 \text{ MPa}$$

Ainsi aucune disposition particulière n'est à prendre.

Le schéma de ferrailage du voile étudié est présenté dans la figure suivante, en signalant que le même ferrailage sera adopté pour l'ensemble des autres voiles de la tour.

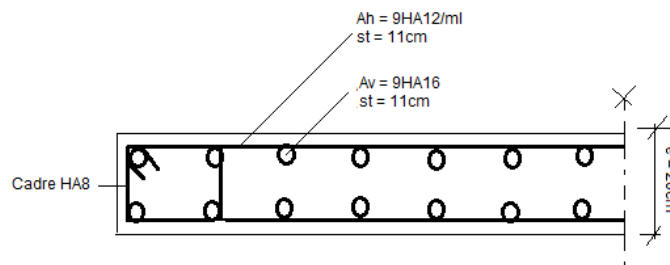


Figure V.17 : Coupe longitudinale du schéma du ferrailage des voiles.

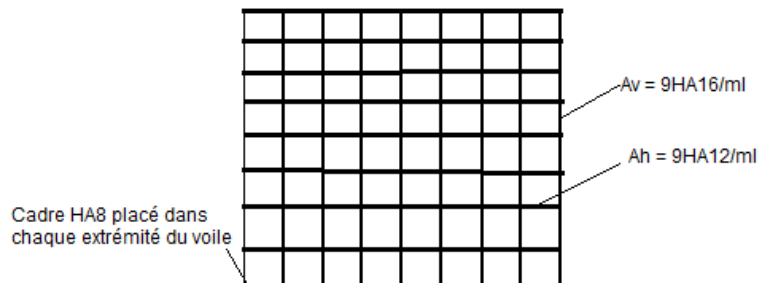


Figure V.18 : Coupe verticale du schéma du ferrailage des voiles.

V.3.4. Calcul du métré :

Voile rez-de-chaussée , hauteur = 4,08 m:

$$\text{Volume béton} = 0,2 \times 4,08 \times 3,8 = 3,1\text{m}^3$$

Voile étage courant , hauteur = 3,06 m:

$$\text{Volume béton} = 0,2 \times 3,06 \times 3,8 = 2,33\text{m}^3$$

Tableau V.5 : Métré acier pour le voile du rez-de-chaussée.

RDC	16HA	HA12
Armatures verticales	Nombre = 63 Longueur de la barre =4,72 m Longueur totale = 297,36m Poids total = 468,96kg	Nombre = 74 Longueur de la barre = 3,8m Longueur totale = 281,2m Poids total = 249,4kg
	HA8	
Armatures transversales Cadres +Epingles	Nombre = 74 Longueur développée du cadre = 0,6m Longueur totale = 44,4m Poids total = 17,5kg	

Tableau V.6 : Métré acier pour le voile de l'étage courant.

RDC	16HA	HA12
Armatures verticales	Nombre = 63 Longueur de la barre = 3,7 m Longueur totale = 233,1m Poids total = 367,6kg	Nombre = 54 Longueur de la barre = 3,8m Longueur totale = 205,2m Poids total = 182kg
	HA8	
Armatures transversales Cadres +Epingles	Nombre = 54 Longueur développée du cadre = 0,6m Longueur totale = 32,4m Poids total = 12,79kg	

CHAPITRE VI

Calcul des fondations sur pieux

CHAPITRE VI

Calcul des fondations sur pieux

I. Introduction générale :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

I.1. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais, etc.).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : ***l'étude géologique et géotechnique*** a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

I.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fonctions dépend de plusieurs paramètres dont les plus importants sont notamment :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.

- Les exigences économiques.
- La facilité de réalisation.

I.3. Reconnaissance géotechnique sols :

Quelle que soit l'importance d'un ouvrage (bâtiment, ponts, .etc.), on doit identifier et caractériser le sol qui supportera les fondations, et pouvoir en déterminer les performances de résistance (principalement la portance), de tassement, etc. Ainsi, avant d'établir la note de calcul de n'importe quel projet de génie civil, on doit commencer tout d'abord par procéder à une reconnaissance approfondie des sols d'assise, laquelle, le plus souvent, doit être accompagnée d'essais In situ (sur place) et en laboratoire.

Dans les régions où l'activité sismique est importante (cas de TIZI OUZZOU), la reconnaissance préalable des sols devient impérative, puisque le sol d'assise se trouve en mouvement, et d'autres phénomènes plus spécifiques peuvent apparaître tels que la liquéfaction, les tassements importants et une perte de capacité. Ainsi l'étude du sol devra être suffisamment détaillée pour permettre de déterminer les propriétés mécaniques du sol et de le classer dans le site normalisé adéquat.

I.3.1. Données disponibles sur le sol :

Selon le rapport géotechnique, le sol destiné à recevoir la tour est composé d'un remblai récent mal compacté, constitué d'un sol hétérogène sur plus de 8m de profondeur. Le bon sol se situe à 10m environ avec une portance de l'ordre de 2Bars.

La mauvaise nature géologique du sol sur les 10 premiers mètres, et l'importance des charges transmises, dirigent notre choix vers des fondations profondes sur pieux. Ces pieux ancrés sur le bon sol, seront réalisés sur place à l'aide de tarière creuse.

II. Dimensionnement des fondations

II.1. Voile périphérique :

Selon l'article 10.1.2. des règles RPA/2003 [2], les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier, etc.) et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les détails de ces exigences sont schématisés à travers la figure V.1

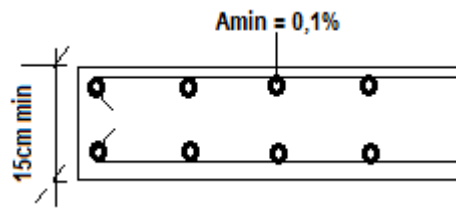


Figure VI.1 : Détails sur ferrailage des voiles périphériques selon le RPA/2003.

L'épaisseur minimale requise pour les voiles périphériques étant de 15cm. On adoptera pour notre voile une épaisseur constante de ► Epaisseur voile périphérique = 20cm.

II.1.1. Détermination du ferrailage du voile périphérique :

Le ferrailage du voile périphérique est fixé de manière forfaitaire. Ainsi le voile sera armé dans le sens vertical et horizontal par une section d'acier égale à au moins 0,1% de sa section.

$$A_{h\min} = A_{v\min} \geq 0,1\% (bh) \quad (\text{Eq.VI.1})$$

Soit pour une hauteur de voile de 300cm, une section d'acier de :

$$A_{h\min} = A_{v\min} \geq 0,1\% (bh) = \frac{0,1}{100} (20 \times 300) = 6 \text{ cm}^2$$

Choix de la section d'armatures : ► **5HA14/ml**, à placer aux niveaux des deux faces du voile périphérique.

Etant exposé parfois aux actions climatiques et à l'eau, les armatures seront placées à 3cm des parois externes. Finalement le schéma de ferrailage du voile périphérique est représenté à travers la figure suivante :

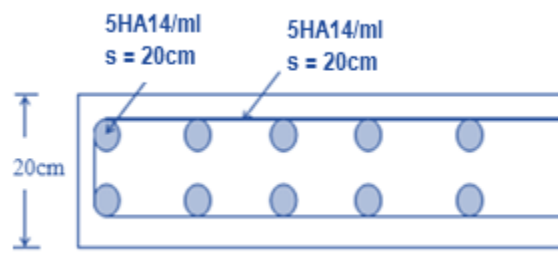


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

II.1.2. Calcul du métré

Béton : Le voile va ceinturer complètement la tour dont le périmètre est de 101,2m. Soit un volume béton pour le voile périphérique de : $\text{Volume béton} = (101,2 \times 3 \times 0,2) = 60,72\text{m}^3$

Acier : Longueur totale du voile = 101,2m

Nombre de barres principales : 5HA14/ml et par face, soit un nombre total de 1012 barres.

Nombre de barres horizontales : 5HA14/ml sur une hauteur de 3m, soit un nombre de 30 barres.



Tableau VI.1 : Mètre acier pour le voile périphérique.

<i>HA</i>	<i>14</i>	<i>14</i>	<i>Total</i>
Longueur (m)	3572,4	3099	6671,4
Poids (kg)	4314,7	3743	8057,7

II.2. Fondations sur pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface ne présente pas une bonne portance et qu’il soit nécessaire par ailleurs, de descendre sur une plus grande profondeur (en général au-delà de 5m) pour trouver le bon sol. Notre bon sol se trouve à plus de 10m de profondeur, on opte donc pour des fondations profondes sur pieux en béton armé coulé sur place.

II.2.1. Définition d'un pieu :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d’un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple). Les 3 parties principales d’un pieu sont

la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage "h" est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

II.2.2. Dimensionnement des pieux :

Le calcul des pieux de fondation doit être, dans la plupart des cas, réalisé suivant deux sollicitations :

- L'étude à la portance. La charge verticale qu'un pieu peut reprendre est équilibrée par une résistance à la pointe du pieu, R_p , et par des frottements latéraux, R_f .
- L'étude de la flexion du pieu lorsqu'il est soumis à des charges horizontales.

L'étude de la portance :

Elle commence toujours par une étude géotechnique du sol (détermination de sa nature, son module de Young,...). Pour ce faire, on utilise un pénétromètre (sorte de « mini » pieu) pour réaliser des sondages pressiométriques. On mesure alors la résistance à la pénétration du sol, c'est-à-dire la résistance de pointe et les frottements latéraux. De nombreux essais ont permis de montrer que les résultats obtenus avec cet appareil pouvaient être utilisés pour la détermination de la force portante.

L'étude de la flexion :

La résistance du pieu à ce type de sollicitation dépend fortement de la nature du sol. D'où l'intérêt des essais de pénétration effectués pour la portance. En général, la flexion d'un pieu n'est pas dangereuse en soit, puisqu'il suffit alors de l'armer (s'il est en béton). Par contre, il faut être sûr de la nature du terrain et de la réalisation du pieu (pas de section défectueuse, c'est-à-dire plus faible). En effet, pour les terrains dont la butée (charge horizontale maximale avant glissement) peut être dépassée, le pieu peut se déplacer et la fondation, glisser. Dans le cas d'efforts horizontaux, on emploie souvent des pieux obliques non fléchis, mais comprimés axialement.

Principaux types de pieux :

On distingue deux grands groupes de pieux:

- 1) les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol,
- 2) les pieux réalisés par excavation du sol.

Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

Pieux forés :

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu. La tête du pieu

est recépée car le béton risque de contenir de la terre. Le principe des pieux battus est représenté à travers les étapes de la figure suivante [7].

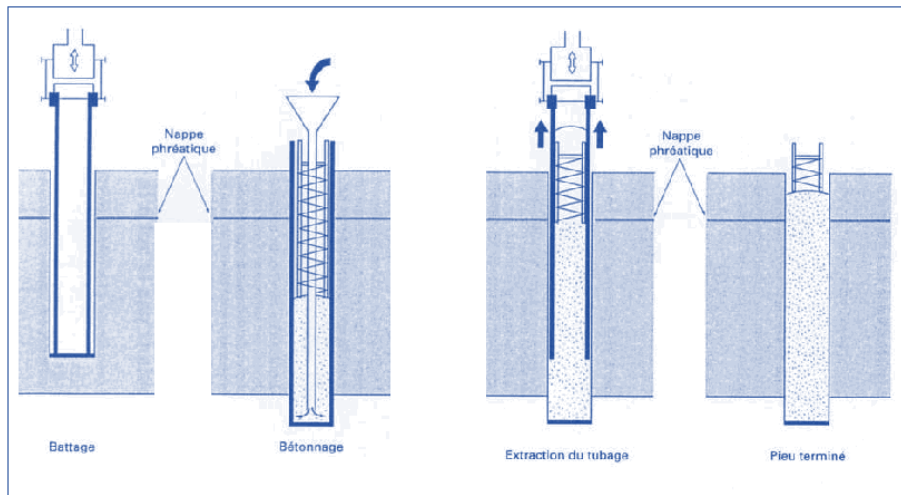


Figure VI.3 : *Pieu battu moulé* [7].

Les pieux sont réalisés à travers une tarière dont une photo est présentée ci-après.



Figure VI.4: *Photo d'une tarière en cours de travaux.*

Avantages et inconvénient des pieux fabriqué sur place :

Avantages :

- variation de la longueur pour mieux s'adapter aux conditions du sol,
- insertion de gros diamètres,

- pas de risque de soulèvement de sol.

Inconvénients :

- risque de striction dans les sols compressibles,
- installation du béton non faite dans des conditions idéales,
- élargissement du pied de l'inclusion impossible dans un sol sans cohésion.

Charge limite d'un pieu :

La charge limite du pieu Q_1 est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_p qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_f mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

$$Q_1 = Q_p + Q_f \quad (\text{Eq.VI.1})$$

avec :

Q_p : résistance de pointe,

Q_f : frottement latéral.

II.2.3. Dimensionnement des fondations sur pieu :

Les calculs ont été fait avec le **D.T.U 13.2 [10]**: fondations spéciales , ainsi que les dispositions constructives des règlementaires.

Le béton retenu est un béton de 30MPa de résistance conventionnelle ($f_{c28} = 30\text{MPa}$). Le diamètre des pieux a été fixé à 60cm. La longueur doit être au minimum de $10m + 3D$ (D étant le diamètre des pieux).

II.2.3.1. Actions et Combinaisons d'actions :

Trois types de situations ont été étudiées.

- 1) Etat limite ultime.
- 2) Etat limite de service.
- 3) Situation accidentelle (principalement le séisme).

Les actions variables sont introduites de la façon la plus défavorable, soit par la pondération indiquée par les règlements, soit avec 1 coefficient de pondération nulle. Les combinaisons sont établies d'une part pour les pieux comprimés, d'autre part pour les pieux arrachés suivant les règlements en vigueur. Les résistances des matériaux sont également évaluées de la norme CBA/93. On distingue les ELU fondamentaux et accidentels (sismique) ainsi que les ELS.

II.2.3.2. Dimensionnement des pieux en béton :

Avant de présenter la note de calcul relative aux calculs des pieux, exposons rapidement les dispositions règlementaires associées à ce type d'élément.

Dispositions constructives :

Le ferrailage et les dispositions constructives sont conformes aux règlements suivants :

- RPA/2003
- DTU 13.2
- Fascicule 62 Titre V

Armatures longitudinales : Les pieux sont armés sur toute la longueur de la manière suivante :

- Nombre minimal de barre : 6
- Diamètre minimal : 12mm
- Espacement minimal des armatures nu à nu : 20cm
- Recouvrement : majoration de 30% en partie courante et 50% en zone critique
- Ancrage des pieux dans les semelles,
- Section des aciers : 0,5% minimum, 3% maximum.

On se fixera la valeur minimale, étant l'importance relativement moyenne de l'édifice.

Armatures transversales : Elles doivent être composées de spires ou de cerces (cerces retenues dans notre cas),

- Diamètre minimal : 6mm
- Pourcentage volumique mini : 0,6% en partie courante, 0,8% en zone critique.
- Espacement nu à nu :

$s' = 12$ fois le diamètre des armatures longitudinales en partie courante:

$s' = 10$ cm en partie critique.

Calcul du ferrailage de nos pieux :

Armatures longitudinales : On adoptera pour les armatures longitudinales une section égale à 0,5% de la section du pieu, soit :

$$A_{\text{longitudinale}} = \frac{0,5}{100} \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) = \frac{0,5}{100} \left(\frac{3,14 \times 60^2}{4} \right) = 14,13 \text{cm}^2$$

Choix : ► **10HA14.**

Espacement des armatures nu à nu : 17,4cm.

Vérifications :

$$A_{\text{longitudinale}} = 10\text{HA14} = 15,39 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 14,13 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{longitudinale}} = 10\text{HA14} = 15,39 \text{cm}^2 < A_{\text{max}} = 84,78 \text{cm}^2$$

$$\emptyset_{\text{adopté}} = \text{HA14} > H_{\text{Amin}} = \text{HA12}$$

Les trois conditions sont respectées, on peut donc conserver la section, le diamètre et l'espacement.

Armatures transversales les : On adoptera un cerce de 10mm de diamètre :

$$A_{\text{transversale}} = \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) = \left(\frac{3,14 \times 12^2}{4} \right) = 1,13\text{cm}^2$$

Choix : ► 1 cerce HA12.

Espacement des armatures nu à nu :

- ❖ Zone courante : 10cm.
- ❖ Zone critique : 8cm

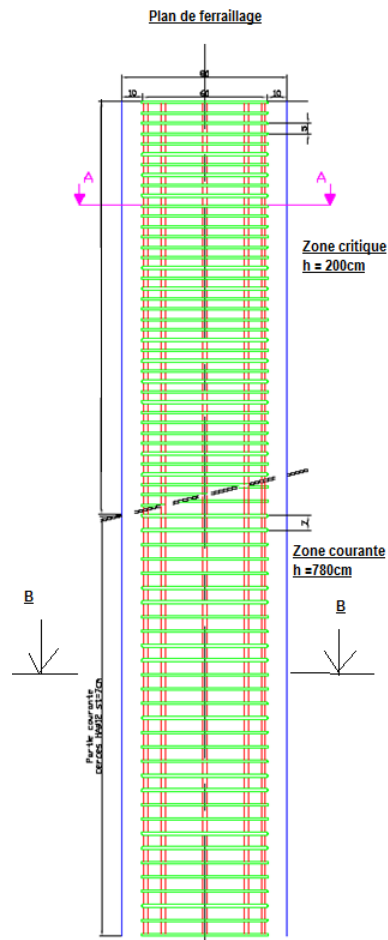


Figure VI.5 : Coupe longitudinale des armatures des pieux.

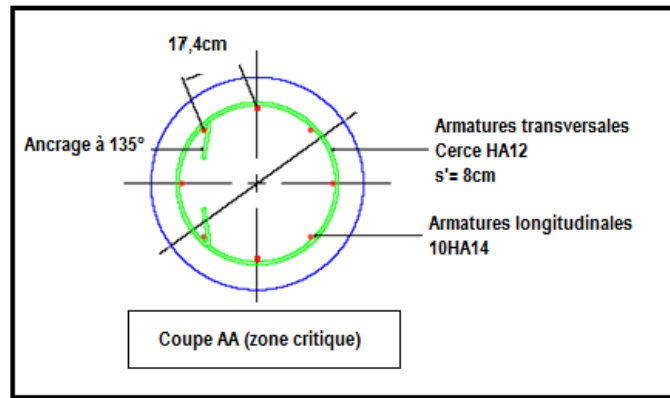


Figure VI.6 : Ferrailage du pieu au niveau de la zone critique.

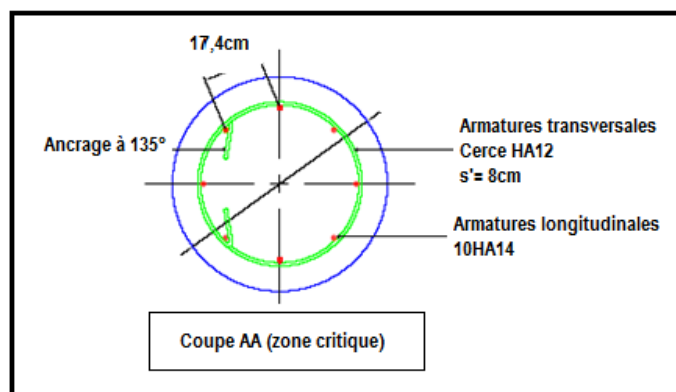


Figure VI.7: Ferrailage du pieu au niveau de la zone courante.

Tableau VI.2. : Paramètres retenus pour les pieux.

Armatures principales (cm ²)	Armatures transversales (cm ²)	Diamètre (cm)	Longueur minimale (m)
15,39 (10HA14)	1,13(cerce HA12)	60	11,8

II.2.4. Ferrailage des semelles sur pieux : Méthode des bielles

Cette méthode admet que les bielles partent de l'intersection du poteau et de la semelle pour aboutir aux pieux. Nous allons exposer uniquement le principe de calcul des semelles sur deux pieux qui va être proposée pour la tour étudiée

Calcul des semelles continues sur deux pieux :

Notations :

N_u = charge ultime transmise aux pieux par le poteau,

N_s = charge de service transmise aux pieux par le poteau,

(a, b) = dimensions du poteau = (55.60)cm²,

e = entraxe des pieux,

D = diamètre des pieux,

B = largeur semelle,

A = Longueur semelle,

H = hauteur de la semelle,

d = hauteur utile de la semelle

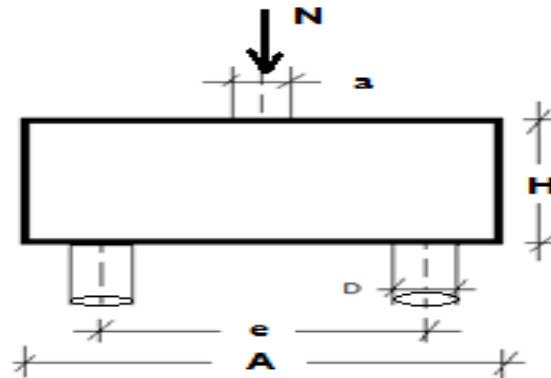


Figure VI.8: Semelle de fondations sur deux pieux.

Dimensionnement de la semelle de fondation

Les semelles de fondations sur 2 pieux sont dimensionnées à partir des 5 critères suivants :

Condition sur l'entraxe "e" des pieux :

$$e \geq 3D \quad (\text{Eq.VI.3})$$

Condition sur la largeur de la semelle :

$$B \geq D + 2\text{débord} = D + 2 \times 15\text{cm} \quad (\text{VI.4})$$

Condition sur la longueur de la semelle :

$$A \geq 4D + 2\text{débord} = 4D + 2 \times 15\text{cm} \quad (\text{VI.5})$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$\left. \begin{array}{l} H \geq \frac{e}{2} \\ d \geq H - 0,05 \end{array} \right\} (\text{Eq.VI.6})$$

Condition sur le débord du côté de la longueur de la semelle :

$$\geq 15\text{cm} \quad (\text{VI.7})$$

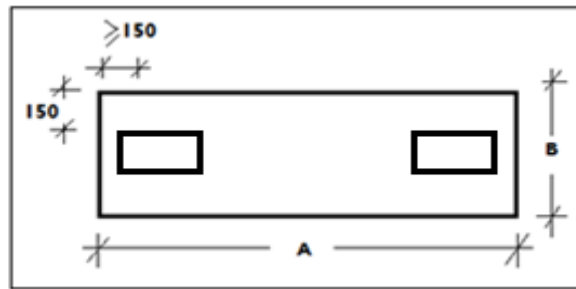


Figure VI.9 : Vue en plan de la semelle sur 2 pieux.

Dimensionnement des semelles de la tour :

On appliquera les 5 critères cités précédemment et ce on utilisant un diamètre du pieu de 60cm:

1. Entraxe "e" des pieux : $e \geq 3D = 3 \times 60 \text{ cm} \Rightarrow e = 180 \text{ cm}$
2. Largeur de la semelle : $B \geq D + 2\text{débord} = 60 + 2 \times 15 = 90 \text{ cm} \Rightarrow B = 90 \text{ cm}$
3. Longueur de la semelle:
 $A \geq 4D + 2\text{débord} = 4 \times 60 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm} \Rightarrow A = 270 \text{ cm}$
4. Condition sur la hauteur de la semelle: $H \geq \frac{e}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm}$
5. Condition sur le débord du côté de la longueur de la semelle: $\geq 15 \text{ cm}$.

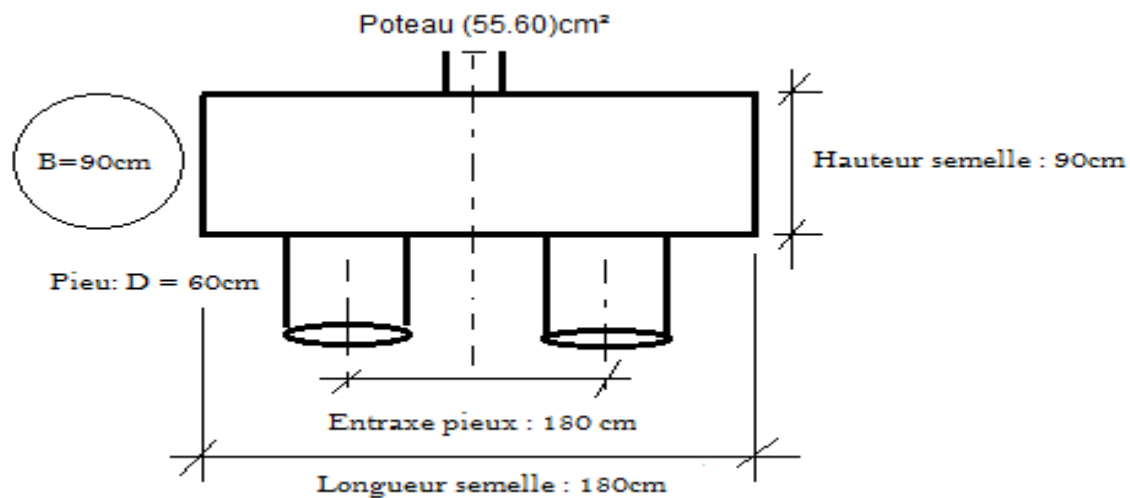


Figure VI.10 : Dimensions de la semelle sur deux pieux.

II.2.4. Ferrailage de la semelle de fondation sur 2 pieux :

On utilise la méthode des bielles de transmission des charges dont l'axe part du collet en un point situé à "a/4" et aboutit à l'intersection de l'axe du pieu avec le plan des armatures.

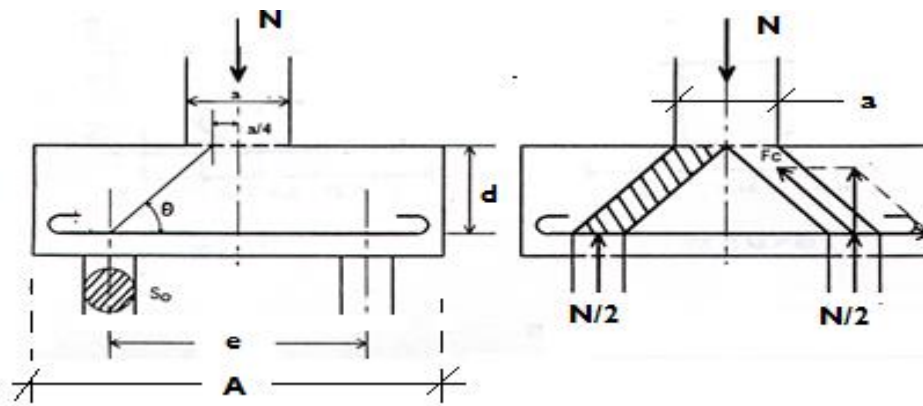


Figure VI.11 : Diffusion des bielles dans la semelle.

L'inclinaison de l'axe des bielles à pour valeur :

$$tg\theta = \frac{2e - a}{4d} \quad (Eq.VI.8)$$

Vérification de la contrainte dans les bielles :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{a \times b \times \cos^2(\theta)} \quad (Eq.VI.9)$$

A l'état limite ultime, on admet qu'on doit vérifier que la contrainte dans le béton vérifie l'inégalité suivante :

$$\sigma_b \leq \left(\frac{1,3}{1,5} \right) f_{c28} \quad (Eq.VI.10)$$

Par ailleurs, on doit également vérifier que la contrainte de cisaillement τ_u reste admissible :

$$\tau_u = \frac{N_u}{2 \times B \times d} \leq 0,10 f_{c28} \quad (Eq.VI.11)$$

Calcul des armatures à l'état limite ultime :

Section d'armatures inférieures :

$$A_s = N_u \frac{(2e - a)}{8d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \quad (\text{Eq.VI.12})$$

A côté de la section calculée (armatures inférieures), il y a lieu de placer au niveau de la semelle d'autres armatures conformément aux prescriptions suivantes :

Armatures supérieures :

Il s'agit d'armatures à placer à la partie supérieure de la poutre, de section égale au dixième de la section des armatures inférieures.

$$A'_s = \left(\frac{A_s}{10}\right) \quad (\text{Eq.VI.12})$$

Cadres verticaux et horizontaux : il s'agit de cadres destinés à relier les armatures inférieures et supérieures de la semelle.

Epingles reliant les armatures des deux faces : En générale on détermine la section d'armatures transversales "At" en fonction du ferrailage longitudinal et on détermine l'espacement "st" à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \approx 10B \quad (\text{Eq.VI.13})$$

B en m, A_t en cm²

Calcul des armatures à l'état limite de service :

Section d'armatures inférieures:

$$A_s = N_s \frac{(2e - a)}{8d \times \bar{\sigma}_s} \quad (\text{Eq.VI.14})$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{Eq.VI.16})$$

Les aciers des poteaux sont descendus avec des retours horizontaux jusqu'aux aciers inférieurs.

Ferrailage de la semelle de la tour :

Une fois le calcul théorique des armatures des semelles exposé, nous allons déterminer le ferrailage de la semelle correspondant au poteau intermédiaire qui est le plus sollicité. Celui ci est sollicité par les actions suivantes :

Etat limite ultime : Nu = 241,14 tonnes.

Etat limite de service : $N_s = 178,99$ tonnes.

Les autres données nécessaires au dimensionnement et au ferrailage sont :

Section du poteau = $(55 \times 65) \text{cm}^2$

- Diamètres des pieux = 60cm
- Longueur de la semelle = 270cm
- Largeur de la semelle = 90cm
- Hauteur de la semelle = 90cm
- Entraxe pieux = 180cm
- Enrobage des aciers = 5cm

Contrainte caractéristique du béton en compression : étant donnée l'importance des charges, nous allons utiliser un béton de 25MPa de résistance en compression. La semelle étant en contact avec de l'eau on admettra donc une fissuration préjudiciable.

Afin d'assurer un bon fonctionnement des bielles, on doit s'assurer que :

$$0,5 \left(e - \frac{b}{2} \right) = 0,5 \pi d = 85 \text{cm} \quad \pi \quad 0,7 \left(e - \frac{b}{2} \right) = 0,7(180 - 30) = 105 \text{cm}$$

La condition est vérifiée.

Inclinaison des bielles :

$$\text{tg } \alpha = \frac{2e - b}{4d} = \frac{2 \times 180 - 60}{4 \times 85} = 0,882$$

$$\Rightarrow \alpha = 41,4^\circ$$

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{a \times b \times \cos^2(\theta)} = \frac{24114000}{550 \times 600 \times 0,75^2} = 12 \text{MPa} \quad \pi \quad \frac{1,3}{1,5} f_{c28} = 21,67 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

Par ailleurs, on doit également vérifier que la contrainte de cisaillement τ_u reste admissible :

$$\tau_u = \frac{N_u}{2 \times B \times d} = \frac{2411400}{2 \times 900 \times 850} = 1,58 \text{MPa} \leq 0,10 f_{c28} = 2,5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

Calcul des armatures à l'état limite ultime :

Section d'armatures inférieures:

$$A_s = N_u \frac{(2e - B)}{8d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 2411000 \frac{(2 \times 1800 - 600)}{8 \times 850 \left(\frac{400}{1,15} \right)} = 2715 \text{mm}^2$$

Calcul des armatures à l'état limite de service :

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1,6(0,06 \times 25 + 0,6)} \right\} = 202 \text{MPa}$$

Section d'armatures inférieures :

$$A_s = N_s \frac{(2e - B)}{8d \times \sigma_s} = 1789900 \frac{(2 \times 1800 - 600)}{8 \times 850 \times 202} = 3990 \text{mm}^2$$

C'est la section déterminée à l'état limite de service qui est déterminante.

Armatures inférieures semelle : **9HA25.**

Armatures supérieures :

Il s'agit d'armatures à placer à la partie supérieure de la poutre, de section égale au dixième de la section des armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{A_s}{10} = \frac{44,18}{10} = 4,418 \text{cm}^2$$

Armatures supérieures semelle : **9HA8.**

Cadres verticaux et horizontaux :

Il s'agit de cadres destinés à relier les armatures inférieures et supérieures de la semelle.

Epingles reliant les armatures des deux faces.

Section d'armatures transversales : **1CadreHA8 + 7 épingles HA8 = 4,52cm²**

En fonction du ferrailage longitudinal, on détermine l'espacement "s_t" des armatures transversales à partir de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{s_t} \approx 10B \Rightarrow s_t \approx \frac{A_t}{10B} = \frac{4,52}{10 \times 0,9} = 0,502 \text{m} \Rightarrow s_t = 50 \text{cm}$$

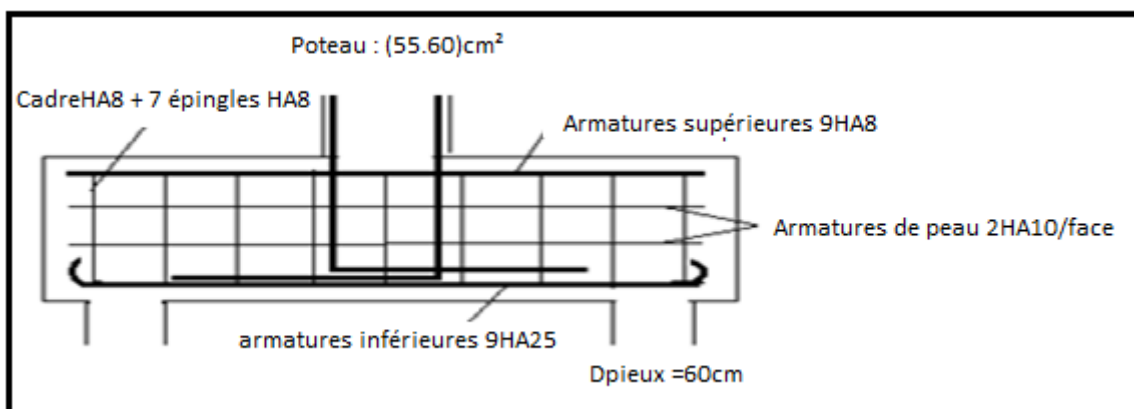


Figure V1.12 : Ferrailage de la semelle sur pieux.

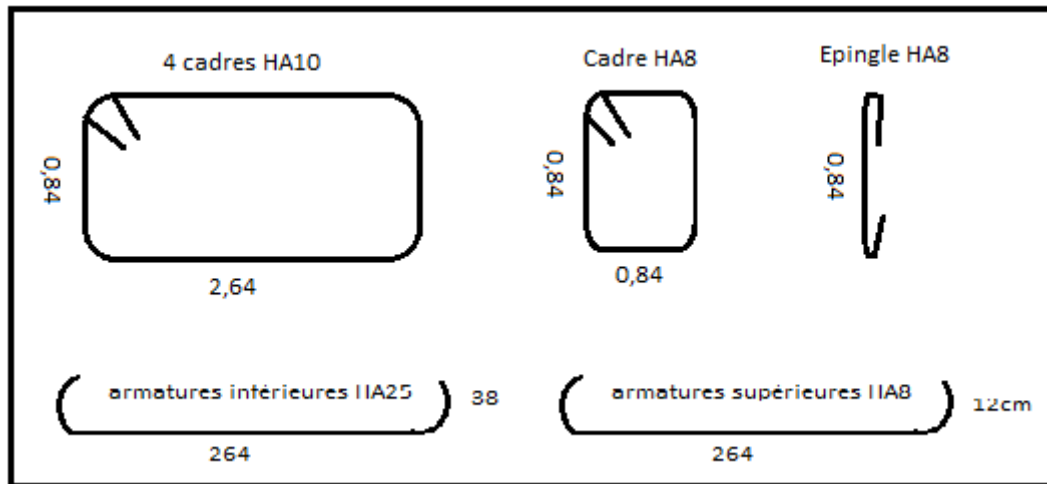


Figure VI.13 : Détails armatures semelles.

II.2.5. Calcul du métré béton semelle sur deux pieux :

Chaque semelle sous poteau aura une longueur de 2,7m, une largeur de 0,9m et une hauteur totale de 0,9m. Ce qui correspond à un volume de béton de

$$\text{Volume béton semelle sur pieux} = 2,7 \times 0,9 \times 0,9 = 2,19\text{m}^3.$$

Tableau VI.3 : Mètre acier pour la semelle de fondation.

HA	25	10	8	Total
Longueur (m)	30,60	14,52	58,68	103,8
Poids (kg)	117,84	8,95	23,12	149,91

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers une Tour à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93), «Document technique règlementaire B.C.2.41», Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, (1994).
- [2] Règlement parasismique Algérien R.P.A/2003, D.T.R B.C.2.48, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).
- [3] Dreux G. (1986). Nouveaux guide du béton, Eyrolles, 5ème Edition, Paris.
- [4] Faury J. (1944) «Les bétons : Influence de ses constituants inertes, règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers», Hachettes.
- [5] Bolomey J.C. (1925) «Durcissement des mortiers et bétons» Paris :Rouge et Cie, 1925.
- [6] Règles Neige et vent ALGERIEN "R.N.V", (D.T.R C 2-4.7), Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique .
- [7] Cherait, Y. "Conception des bâtiments en zone sismique", **Editions DPUG**, (2012).
- [8] Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).

- 1) J.P Mouglin, "Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments", éditions BERTI, (1994).
- 2) H. Thonier, "Conception et calcul des structures de bâtiment", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, (1992).
- 3) Y. Cherait, "Calcul des ouvrages en béton armé", éditions offices des publications universitaires, (2008).
- 4) Y. Cherait, "Conception des bâtiments en zone sismique", éditions DPUG, (2012).
- 5) Mémoiree projets de fin d'études, archives du département de génie civil et d'hydraulique.