REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Conception et étude d'un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol + RDC + 06 étages

---

Présenté par

MELOUANE Selma

FEDDAK Adla

Proposé et Dirigé par

Dr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juin 2023

Remerciements



Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous remercions notre promoteur Dr. KHELLADI MOHAMED avec qui nous avons eu le privilège de travailler. Votre sérieux, votre compétence et votre sens du devoir nous ont énormément marqué. Aussi, ce travail est pour nous l'occasion de vous témoigner notre profonde gratitude.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à Dr. BLAIFI habiba; Dr. YOUNSI Abderahman; Dr. DEBIEB Farid et touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Un remerciement particulier et sincère à Mr. OULD TURKI BENAISSA pour tous ses efforts fournis et pour sa présence permanente et son aide précieuse.

Dédicace



Tout d'abord je veux remercier ALLAH pour me guider vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour me donner du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

À mes chers parents, source du courage et l'exemple du dévouement qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous vos sacrifices et rien au monde ne vaut les efforts fournis jours et nuits pour mon éducation et mon bien être ; Que ce travail sois la réalisation de vos souhaits tant attendus.

À ma chère sœur, ma belle-sœur et mes chers frères pour leur soutien moral et leurs encouragements

Je tiens à remercier mon Binôme FEDAK Adla avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pour la réalisation de ce modeste travail.

A mes collègues avec qui nous avons tracé le chemin du GÉNIE CIVIL tous ensemble ainsi que tout mes amis sans exception…. Je dis Merci.

Selma

Dédicace



Toute la gratitude et le merci à «Allah» le tout puissant pour nous avoir donné le courage et la force pour mener et terminer ce travail.

A mes chers parents Abdelkrim et AISSANI Fatiha. Merci pour tous les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

A mes chère sœur Anfel et Tinhinane et ; A mes chers frères Abderrahmane et Rabie Pour vos encouragements, et l'amour dont vous m'avez entouré. Je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès

A toute la famille, et mes amies et nos voisins

En achevant ce modeste travail nous tenons à remercier notre encadreur : « Dr kHELLADI Mohamed » pour ses encouragements.

A mon binôme MELOUANE Selma et sa famille pour laquelle je souhaite une vie pleine de joie et de bonheur.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier

Adla

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض + طابق أرضي + ستة طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA 99 VERSION 2003) .
- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد اساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج« SAP2000 V24.1.0 ».

و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية و هذا بحساب الاساسات.

الكلمات المفتاحية: الدراسة الزلزالية, التسليح , الخرسانة المسلحة,الهياكل.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en sous-sol + RDC + 06 étages, qui sera implanté à la willaya d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur :

- les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en

-béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V24.1.0 »

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 06floors), of a residential building. It will be built in the province of Algiers, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

- RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V24.1.0 »

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Sommaire

Chapitre I

I.1 Présentation de l'ouvrage …… 07
I.2 caractéristiques géométriques de la structure……... 07
I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment …….. 07
I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment …….. 08
I.3 Description de l'ouvrage ……. 08
I.3.1 Planchers…… 10
I.3.2 La terrasse ……. 10
I.3.3 Escaliers……. 10
I.3.4 Revêtement ……... 10
I.3.5 Maçonnerie ……... 10
I.3.6 Acrotère …… 11
I.4 Infrastructure…… 11
I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux…….. 11
I.5.1. Béton…… 11
I.5.2. Acier……. 11

Chapitre II

II. Prédimensionnement et évaluation des charges ……... 13
II.1 Introduction..... 13
II.2 Prédimensionnement des planchers …….. 13
II.2.1 Plancher à corps creux…… 14
II.2.2 Maçonnerie…….. 16
II.2.2.a) Murs intérieurs (simple cloison)…….. 16
II.2.2.b) Murs extérieurs (double cloison)……. 16
II.3. plancher terrasse ……. 17
II.3.1 Charge permanente…….. 17
II.3.2 Charges d'exploitations …….. 18
II.3.3 Plancher courant ……. 18
II.3.3.a) Charge permanente…….. 18
II.3.3.b) Surcharges d'exploitation 18
II.4 Prédimensionnement des poutres…… 18
II.5 Prédimensionnement des poteaux……... 19
II.5.1 Étapes de Prédimensionnement …….. 20
II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité …….. 20
II.5.1.2 La surface reprise par le poteau ……... 21
II.5.1.3 Descente des charges …… 21
II.5.1.3.a charges d'exploitation…… 22

II.5.2 Effort normal ultime de résistance……... 22
II.5.3 Calcul de la longueur de flambement L_f …….. 24
II.5.4 Calcul de l'effort Nu……... 24
II.5.5 Charges permanentes et Nu……. 24
II.5.6 Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1…… 26
II.5.7 Vérification aux zones nodales selon RPA99version2003 Article 7.5.1…… 27
II.6 prédimensionnement des voiles…….. 28

Chapitre III

III.1 L'acrotère……... 31
III.1.1 Introduction…… 31
III.1.2 Principe de calcul…… 31
III.1.3 Evaluation des charges et surcharges…….. 32
III.1.4 Détermination des efforts ……... 32
III.1.5 Calcul de ferraillage…… 32
III.1.5.1 A E.L.U ……... 33
III.1.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS……... 33
III.1.7 vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……... 33
III.2 Plancher corps creux…….. 37
III.2.1 La dalle de compression ……. 37
III.2.2.1 Schéma de ferraillage……... 38
III.2.2 Les poutrelles…….. 38
III.2.2.a Avant coulage…….. 38
III.2.2.b Apres coulage……... 40
III.2.2.b.1 Evaluation des charges et surcharges…… 41
III.2.2.b.2 Sollicitations de calcul…….. 41
III.2.2.b.3 Récapitulations……. 41
III.2.2.b.4 Calcul de ferraillage…….. 48
III.2.2.b.5 Vérification des contraintes de cisaillement a l'ELU……... 50
III.2.2.b.6 Vérifications préliminaires de la flèche ……... 51
III.2.2.b.7 Evaluation détaillée de la flèche …….. 51
III.3 Les escaliers……... 52
III.3.1 Dimensionnement……... 52
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges……. 54
III.3.2.a Charges permanents……. 54
III.3.2.b Surcharge d'exploitation…….. 55
III.3.3 Détermination des sollicitations……. 55
III.3.4 Ferraillage des escaliers ……. 56
III.3.5 Condition de non fragilité …….. 57
III.3.6 Armatures de répartition……. 57
III.3.7 Vérification des contraintes normales …… 57
III.3.8 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……. 58

III.3.9 Vérification de la flèche……. 58
III.3.10 Calcul de la poutre palière…… 60
III.3.11 Evaluation des charges……. 61
III.3.12 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU……. 62
III.3.13 Vérifications des contraintes a l'ELS……... 63
III.3.14 Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU…….. 64
III.3.15 Vérification de la flèche à L'ELS…….. 65
III.4 Dalle pleine ……... 67
III.4.1 Définition…… 68
III.4.2 évaluation des charges ……... 68
III.4.2.a charge permanente……... 68
III.4.2.b charge d'exploitation …….. 68
III.4.3 calcul des actions…… 68
III.4.4 calcul du ferraillage…… 69
III.5 Espacement …….. 72
III.6 Vérifications…….. 73
III.6.1 Vérification des contraintes à l'ELS…….. 73
III.6.2 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …… 74
III.6.3 Vérification de la flèche à l'ELS…… 75
III.5 Dalle machine ……. 77
III.5.1 Introduction ……. 77
III.5.2 Prédimensionnement de la dalle …… 77
III.5.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation ……. 77
III.5.4 Détermination des sollicitations …… 78
III.5.5 Calcul de ferraillage à L'ELU ……. 79
III.5.6 Vérification des contraintes à L'ELS …….. 79
III.5.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……. 80
III.5.8 Vérification de la flèche à L'ELS …… 80
III.5.9 Vérification Poinçonnement …….. 80

Chapitre IV

IV. Etude dynamique …… 83
IV.1 Introduction……... 83
IV.2 Disposition des voiles ……... 83
IV.3 Choix de la méthode de calcul…….. 86
IV.4 Modélisation ……. 86
IV.5 Caractéristiques dynamiques……. 86
IV.5.1 Centre de masse…….. 86
IV.5.2. Centre de rigidité……... 86
IV.5.3 Excentricité théorique et admissible……... 87
IV.5.4 Spectre de réponse…….. 90
IV.5.4.a. Coefficient d'accélération A……... 91

IV.5.4.b. Facteur de correction d'amortissement **η**..... 90
IV.5.4.c. Facteur de qualité Q..... 90
IV.5.5. Justification du coefficient de comportement..... 91
IV.5.6. Résultats de l'analyse dynamique..... 94
IV.6. Résultats des analyses dynamiques..... 94
IV.6.1. Analyse modale..... 94
IV.6.1.1. Comportement modal de la structure..... 94
IV.6.1.2. Participation massique..... 94
IV.6.2. Analyse statique et dynamique..... 95
IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base..... 95
IV.6.2.2 Vérification de la stabilité au renversement..... 96
IV.6.2.3 Vérification du déplacement en tête 98
IV.6.2.4 Vérification des déplacements inter-étages..... 98
IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments..... 100
IV.6.2.5.1. Poutres..... 100
IV.6.2.5.2. Les poteaux 101
IV.6.2.5.3. Voiles..... 102
IV.6.2.6. Vérification de l'effort normal réduit..... 103
IV.6.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-**Δ**..... 104
IV.7 Conclusion..... 105

Chapitre V

V. Ferraillage des éléments structuraux..... 107
V.1. Introduction..... 107
V.2 Ferraillage des poutres 107
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres..... 107
V.2.2 Vérification des contraintes a l'ELS..... 109
V.2.3 Vérification de la flèche..... 110
V.2.4 Ferraillage transversal des poutres..... 111
V.3 Ferraillage des poteaux..... 112
V.3.1 Armatures longitudinales..... 114
V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal..... 114
V.3.1.1.1 Selon le CBA93 114
V.3.1.1.2 Selon le RPA2003..... 114
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage..... 114
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS..... 116
V.3.2 Armatures transversales..... 116
V.4 Ferraillage des voiles 119
V.4.1 Ferraillage des trumeaux 114
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales 114
V.4.1.2.Vérification des contraintes normales à L'ELS..... 123
V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC..... 124
V.4.1.4.Calcul des armatures horizontales..... 124

V.4.1.5.Armatures d'attache……. 125

Chapitre VI

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE ……. 128
VI.1 Introduction …….. 128
VI.2 CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL……... 128
VI.3 Etude préliminaire au choix de type de semelle …….. 128
VI.4 Calcule semelles isolées ……... 129
VI.4.1 Méthode de calcul……... 129
VI.4.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles……. 130
VI.4.3 Les semelles isolées…… 130
VI.4.4.1 Vérifications des contraintes……... 132
VI.4.3.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles…….. 132
VI.5. Calcule des semelles filantes…… 130
VI.5.1 Dimensionnement des semelles filantes……. 132
VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement……... 133
VI.6.4.Ferraillage des semelles filantes……. 134
VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux…… 134
VI.7.Poutre de libage……. 135
VI.7.1.Dimensionnement de la poutre de libage …….. 135
VI.7.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage……. 136
VI.7.3.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU…….. 136
VI.7.4.Ferraillage Poutre de libage…… 137
VI.7.5.Armature calculée en travée et en appuis……... 137
VI.7.6.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU…….. 138
VI.8.1.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC……. 139
VI.8.2Vérification des contraintes normales à l'ELS ……... 140
VI.8.Ferraillage des voiles périphériques…….. 140
VI.8.1.Calcul de la poussée des terres……... 140
VI.8.2.Calcul de ferraillage a l'ELU……. 141
VI.8.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS……... 141
VI.8.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……. 141

Liste des figures

Introduction

Figure 1: vue en plans de la coupe……. 02
Figure 2: vue en plans de la coupe façade postérieure…….. 03
Figure 3: vue en plans architecture…… 04
Figure 4: Plan de toiture……..…….. 05

Chapitre II

Figure I.1: vue en plans architecture…….. 08
Figure I.2: vue en plans de la coupe…….. 09

Chapitre II

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux…… 14
Figure II.2.Dimensions du corps creux ……. 14
Figure II.3: Surface reprise par le poteau le plus sollicité …… 19
Figure II.4: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……... 27

Chapitre III

Figure III.1: L'acrotère…….. 30
Figure III.1.2: Section de B.A à l'ELU …… 33
Figure III.1.3: Ferraillage de l'acrotère……. 35
Figure III.2.1: Disposition des armatures de la table de compression……... 37
Figure III.2.2: Schématisation de la poutrelle avant coulage…… 37
Figure III.2.3: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant…… 41
Figure III.2.4: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant…… 42
Figure III.2.5: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse……. 42
Figure III.2.6: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse…….. 43
Figure III.2.7: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant……. 44
Figure III.2.8: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant……. 45
Figure III.2.9: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse…… 45
Figure III.2.10: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse…….. 46
Figure III.2.11.les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)……... 47
Figure III.2.12 : Ferraillage des poutrelles (terrasse+étage courant)……... 50
Figure III.3.1: Escalier à trois volées…….. 51
Figure III.3.2: Dimensions de l'escalier……. 51

Figure III.3.3: Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U…….. 51
Figure III.3.4: Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S…….. 54
Figure III.3.4: Ferraillage de l'excalier……... 58
Figure III.3.5:Ferraillage de poutre palier et console…….. 65
Figure III.4.1:Les positions des dalles pleines…… 68
Figure III.4.2: Ferraillage des dalles pleines……... 75
Figure III.5.1: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine…… 77
Figure III.5.2: Vérification de poinçonnement…… 79
Figure III.5.3: Ferraillage de la dalle machine ……... 80

Chapitre IV

Figure IV.1: les dispositions des voiles proposées……. 83
Figure IV.2: Disposition des voiles (vue en 3D)……... 84
Figure IV.3: Disposition des voiles (vue en plan)……. 84
Figure IV.4: Position du Centre de masse et centre de rigidité…….. 88
Figure IV.5: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y)…….. 89

Chapitre V

Figure V.5.1: Les sections des poteaux……. 113
Figure V.5.2: Les sections des poteaux……. 115
Figure V.5.3: Ferraillage les poteaux…… 118
Figure V.5.4: Disposition des voiles (vue en plan)…… 120

Chapitre VI

Figure VI.1: Semelle isolée……... 129
Figure VI.2: Les bulbes de pression sous la semelle……. 131
Figure VI.3: Les bulles de pression sous la semelle…….. 131
Figure VI.4: Semelle filantes sous voiles…….. 132
Figure VI.5: Semelle filantes sous plusieurs poteaux…… 132
Figure VI.6: Schéma présenté les semelles filantes……... 133
Figure VI.7: Ferraillage de longrine…….. 142

Liste des tablaux

Chapitre I

Tableau I.1: Caractéristiques du béton…….. 11
Tableau I.2: Caractéristiques de l'acier…….. 11

Chapitre II

Tableau II.1: Charge permanente des murs intérieurs……... 15
Tableau II.2: Charge permanente des murs extérieurs…….. 15
Tableau II.3: Charge permanente du plancher terrasse…….. 16
Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant…….. 17
Tableau II.5: Pré dimensionnement des poutres ……... 18
Tableau II.6: Détermination des charges d'exploitations ……. 21
Tableau II.7: calcul de $\overline{N}_u$…….. 23
Tableau II.8: Vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$) …….. 25
Tableau II.9: vérifications de coffrage des poteaux…… 26
Tableau II.10: Vérification aux zones nodales. ……. 26

Chapitre III

Tableau III.1.1: Évaluation des charges et surcharges……... 31
Tableau III.1.2: Les données……. 32
Tableau III.1.3: Armatures verticales et horizontales…… 33
Tableau III.1.4: Espacement des armatures……... 34
Tableau III.1.5: Vérification des contraintes normales de l'acrotère…… 34
Tableau III.1.6: Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère……... 34
Tableau III.2.2: Armatures de la dalle de compression……. 36
Tableau III.2.2: les charges de la poutrelle avant coulage. ……... 38
Tableau III.2.3: Détermination du nombre d'étaiements……... 39
Tableau III.2.4: Actions de calcul des poutrelles après coulage…… 40
Tableau.III.2.5: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU……. 41
Tableau.III.2.6: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS…….. 41
Tableau.III.2.7: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU…… 42
Tableau.III.2.8: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS……. 43
Tableau.III.2.9: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU…….
Tableau.III.2.10: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher 44

courant à l'ELS……..
Tableau.III.2.11: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU…… 45
Tableau.III.2.12: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS……. 46
Tableau III.2.13: Récapitulations des efforts internes de plancher courant)……. 46
Tableau III.2.14: Récapitulations des efforts internes de plancher Terrasse……. 47
Tableau III.2.15: Calcul et vérification des armatures de plancher courant ……. 48
Tableau III.2.16: Ferraillages longitudinaux des poutrelles…….. 49
Tableau III.2.17: Calcul et vérification des armatures transversales……. 49
Tableau III.2.18: Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles……... 49
Tableau III.2.19: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……... 49
Tableau III.2.20: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles……. 50
Tableau III.3.1: Charge permanente de la paillasse de l'escalier…….. 53
Tableau III.3.2: Charge permanente du palier de repos de l'escalier……. 53
Tableau III.3.3: Combinaison des charges de l'escalier…… 54
Tableau III.3.4: Les données……. 55
Tableau III.3.5: Calcul des sections d'acier de l'escalier. ……. 55
Tableau III.3.6: Section d'armatures de répartition dans l'escalier…… 56
Tableau III.3.7: Section d'armatures de répartition dans l'escalier…… 56
Tableau III.3.8: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S…… 56
Tableau III.3.9: Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU…….. 57
Tableau III.3.10 : Vérification de la flèche de l'escalier……... 57
Tableau III.3.11: Schémas statique des poutres palières et console…….. 57
Tableau III.3.12 : Prédimensionnement des poutres palières…… 59
Tableau III.3.13: Calcul des efforts des poutres palières……... 60
Tableau III.3.14: Ferraillage de la poutre palière 1 ier…….. 60
Tableau III.3.15: Ferraillage de la poutre palière 2eme……. 61
Tableau III.3.16: Ferraillage de console…… 61
Tableau III.3.17: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$) de Poutre palière 1^{ier}…. 62
Tableau III.3.18: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$) de Poutre palière 2^{eme}.. 62
Tableau III.3.19: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$) de console……. 62
Tableau III.3.20: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$) de console…….. 63
Tableau III.3.21: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière 1^{ier}…… 63
Tableau III.3.22: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière 2^{eme}… 63
Tableau III.3.23: Vérification des contraintes de cisaillement de console……... 63
Tableau III.3.24: Vérification de flèche des poutres palières…… 64
Tableau III.4.1: charge permanente du plancher courant à dalle pleine…… 64
Tableau III.4.2: Les actions sur la dalle pleine…….. 67
Tableau III.4.3: Sollicitations des dalles pleines……... 67
Tableau III.4.4: les données……... 69
Tableau III.4.5: Calcul des sections des dalles pleines……. 70
Tableau III.4.6: Espacement des dalles pleines……. 71
Tableau III.4.7: Section d'armatures de répartition…… 71
Tableau III.4.8: Vérification à l'E.L.S ……..... 72
Tableau III.4.9: Vérification à l'E.L.S les balcons……. 73
Tableau III.4.10: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 73
Tableau III.4.11: Vérification de flèche de la dalle……...
Tableau III.5.1: Poids de la machine……. 76
Tableau III.5.2: Détermination des charges…….. 77

Tableau III.5.3: Sollicitations de la dalle machine…… 77
Tableau III.5.4: Ferraillage à l'ELU…….. 78
Tableau III.5.5: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X**……** 78
Tableau III.5.6: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y…….. 78
Tableau III.5.7: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……... 79

Chapitre IV

Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité……. 86
Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible…….. 87
Tableau IV.3: Coefficient d'accélération de zone **A……** 90
Tableau IV.4: détermination du facteur de qualité Q…… 90
Tableau IV.5: Justification du coefficient du comportement suivant (X)……. 91
Tableau IV.6: Justification du coefficient du comportement suivant (X) les Valeurs en pourcentage…… 92
Tableau IV.7: Justification du coefficient du comportement suivant (Y)……. 92
Tableau IV.8: Justification du coefficient du comportement suivant (Y) les Valeurs en pourcentage…… 93
Tableau IV.9: Comportement des trois premiers modes……... 94
Tableau IV.10: Participation massique…….. 95
Tableau IV.11: Les valeurs de la force sismique…….. 96
Tableau IV.12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……. 96
Tableau IV.13: Valeurs des moments de stabilité et de renversement…….. 97
Tableau IV.14: Vérification du déplacement en tête……. 98
Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étage suivant X……... 99
Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……... 99
Tableau IV.17: Vérification du cisaillement des poutres…….. 100
Tableau IV.18: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X)…….. 101
Tableau IV.19: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y)…….. 101
Tableau IV.20: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X)……. 102
Tableau IV.21: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y)……. 103
Tableau IV.22: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux…… 104
Tableau IV.23: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y)…… 105
Tableau IV.24: Dimensionnement finales des éléments…… 105

Chapitre V

Tableau V.1: La section calculée et choisie d'armatures des poutres……... 108
Tableau V.2: La section choisie d'armatures des poutres……. 108
Tableau V.3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS en Travée…… 109
Tableau V.4: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS aux Appui……... 109
Tableau V.5: Vérification de section d'armatures……. 110
Tableau V.6: Vérification de flèche des poutres…… 111
Tableau V.7: La section d'armatures transversales……... 111
Tableau V.8: Vérification des contraintes de cisaillement…… 112
Tableau V.9: La section d'armatures des poteaux……. 115

Tableau V.10: Vérification des contraintes à L'ELS……. 116
Tableau V.11: La section d'armatures transversales des poteaux……. 117
Tableau V.12: La section calculée d'armatures verticales des voiles…… 121
Tableau V.13: La section choisie d'armatures verticales des voiles……. 122
Tableau V.14: Vérification des contraintes normales des voiles…….. 123
Tableau V.15: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles……. 124
Tableau V.16. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles……... 125

Chapitre VI

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……. 130
Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…… 132
Tableau VI.3: Vérification de renversement des semelles filantes…… 134
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante…… 134
Tableau VI.5: Choix de méthode de calcul…… 134
Tableau VI.6: Ferraillages des semelles filantes…… 135
Tableau VI.7: Armature de répartition des semelles filantes……. 135
Tableau VI.8: Dimensionnement poutre de la poutre de libage…… 136
Tableau VI.9: Vérification de poinçonnement de la poutre de libage……... 136
Tableau VI.10: Vérification de cisaillement des poutres de libage……... 136
Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage……... 137
Tableau VI.12: Ferraillage longitudinal des poutres de libage…….. 137
Tableau VI.13: Vérification des contraintes à l'ELS……. 138
Tableau VI.14: Vérification des contraintes à l'ELS……. 138
Tableau VI.15: Vérification de cisaillement des poutres de libage……... 138
Tableau VI.16 : Vérifications préliminaire de la flèche…… 139
Tableau VI.17: Ferraillage des longrines…….. 139
Tableau VI.18: Vérification des contraintes normales de longrines……. 140
Tableau VI.19: Tableau des données…… 140
Tableau VI.20: Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique…… 141
Tableau VI.21: Vérification des contraintes normales de voile périphérique……... 141
Tableau VI.22: Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique…….. 142

Notations

- **Majuscules romaines**

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} ,A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.
$A_{rép}$: Armateur de réparation.
A_t : Section d'acier transversale.
B : Aire d'une section de béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
L_{tot}: Longueur total.
L_f: Longueur de flambement.
L_t: Largeur de la section tendue.
L_t: Largeur de la section comprimée.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue.
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_{vi}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : module d'élasticité transversale.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
K: Rigidité.
Z: bras de levier.
M : Moment fléchissant.
M_0 : Moment isostatique.
M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.

N_{ser}: Effort normal à l'E.L.S.
N_u: Effort normal ultime.
T_u ,V_u : Effort tranchant ultime.
T_{Ser} ,V_{Ser}: Effort tranchant à l'E.L.S.
F : effort de traction.
R_a : Réaction à gauche.
R_b: Réaction à droite.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E, V : Charge sismique.

- **Minuscules romaines**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
ep : épaisseur.
e_0 : Excentricité.
a : épaisseur du voile.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e: Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
I_f: Longueur de flambement.
S_t, t : Espacement d'armature transversale.
$S_{rép}$: Espacement de répartition.
S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.
S_{ZC} : Espacement dans la courant.
ml : Mètre linéaire.

- **Majuscules grecques**

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
β : bras de levier réduit.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
uc : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.
ν : Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions.
σ : Contrainte normale.
σ m: Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
ξ: Amortissement.

- **Autres notations**

BA: Béton armé.
FeE : Nuance de l'acier.
HA : Haut adhérence.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.
EC : Etage courant.

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, ainsi que le côté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou par l'un des deux.

Dans ce projet de fin d'études, on va essayer de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master - Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires. Le chapitre quatre et le chapitre cinq sont dédiés respectivement à l'étude dynamique et au ferraillage des éléments résistants de la structure. Dans cette partie, on a utilisé le logiciel de calcul «SAP2000 V24.1.0» pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux de part, et d'autre part, on a utilisé le logiciel nommé ROBOT EXPERT pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquate.

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables trouvé avec la conception parasismique adoptée pour notre bâtiment.

Vues en plans architecturaux

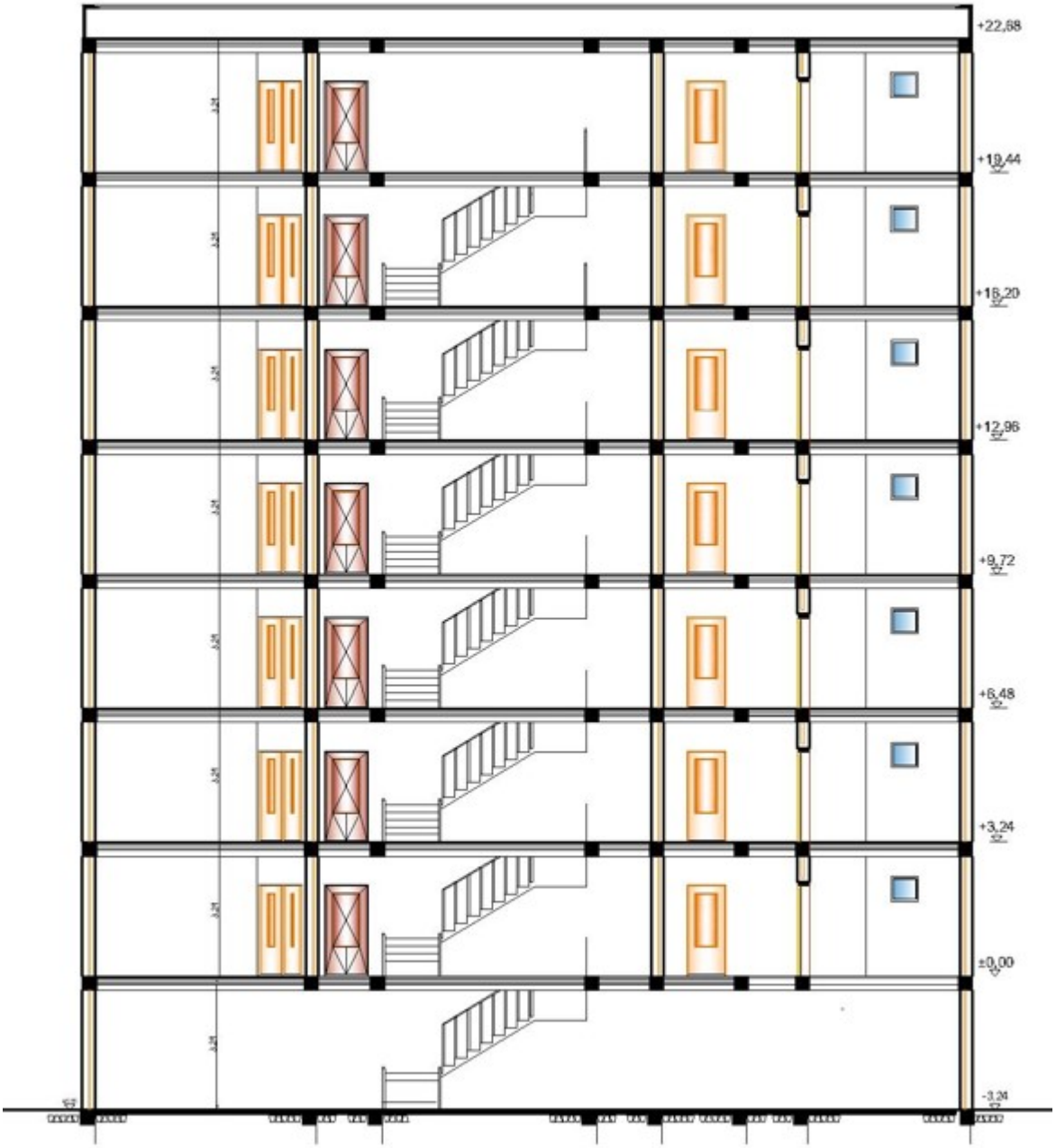


Figure 1: vue en plans de la coupe.



Figure 2: vue en plans de la coupe façade postérieure.

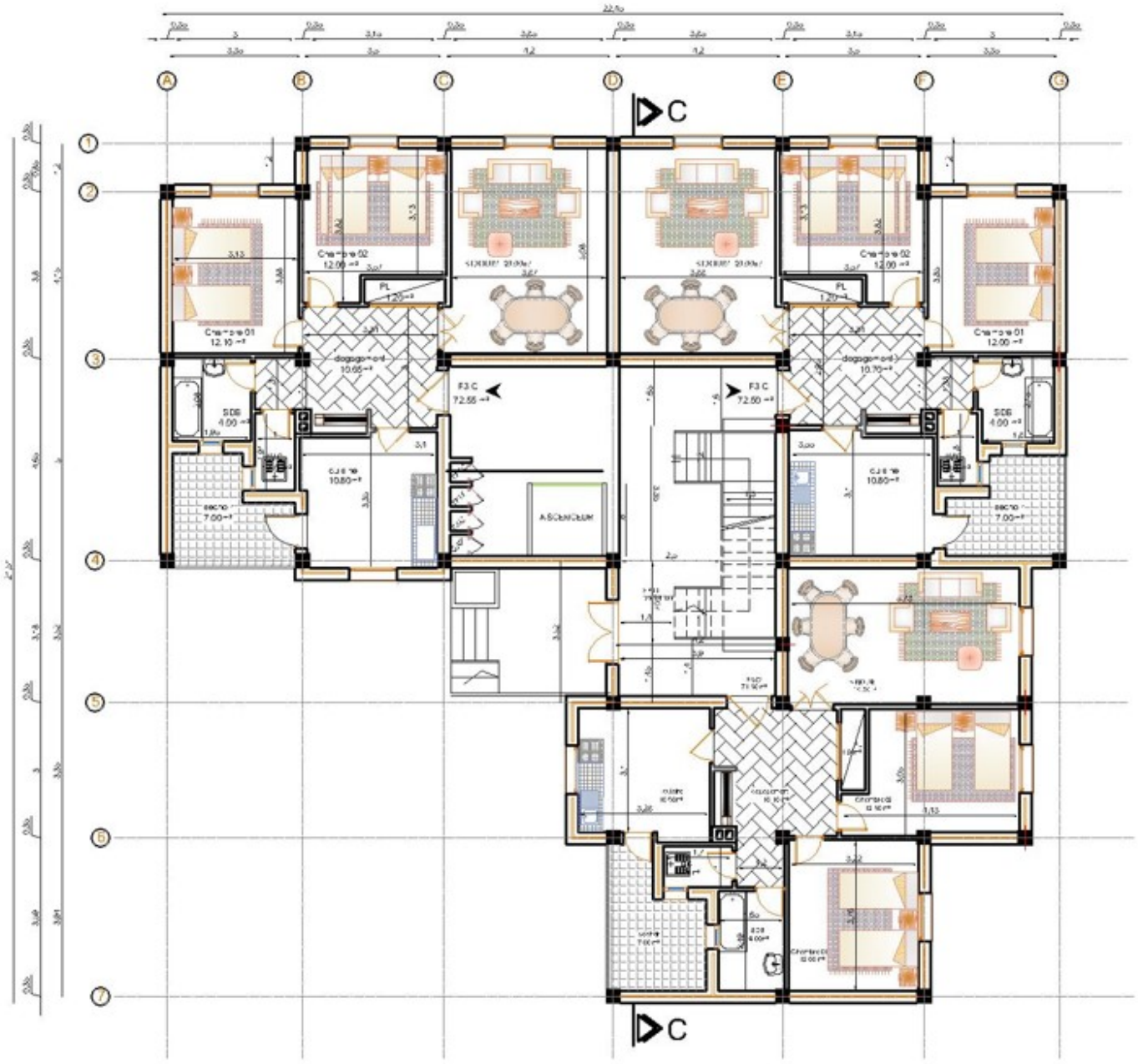


Figure 3: vue en plans architecture.

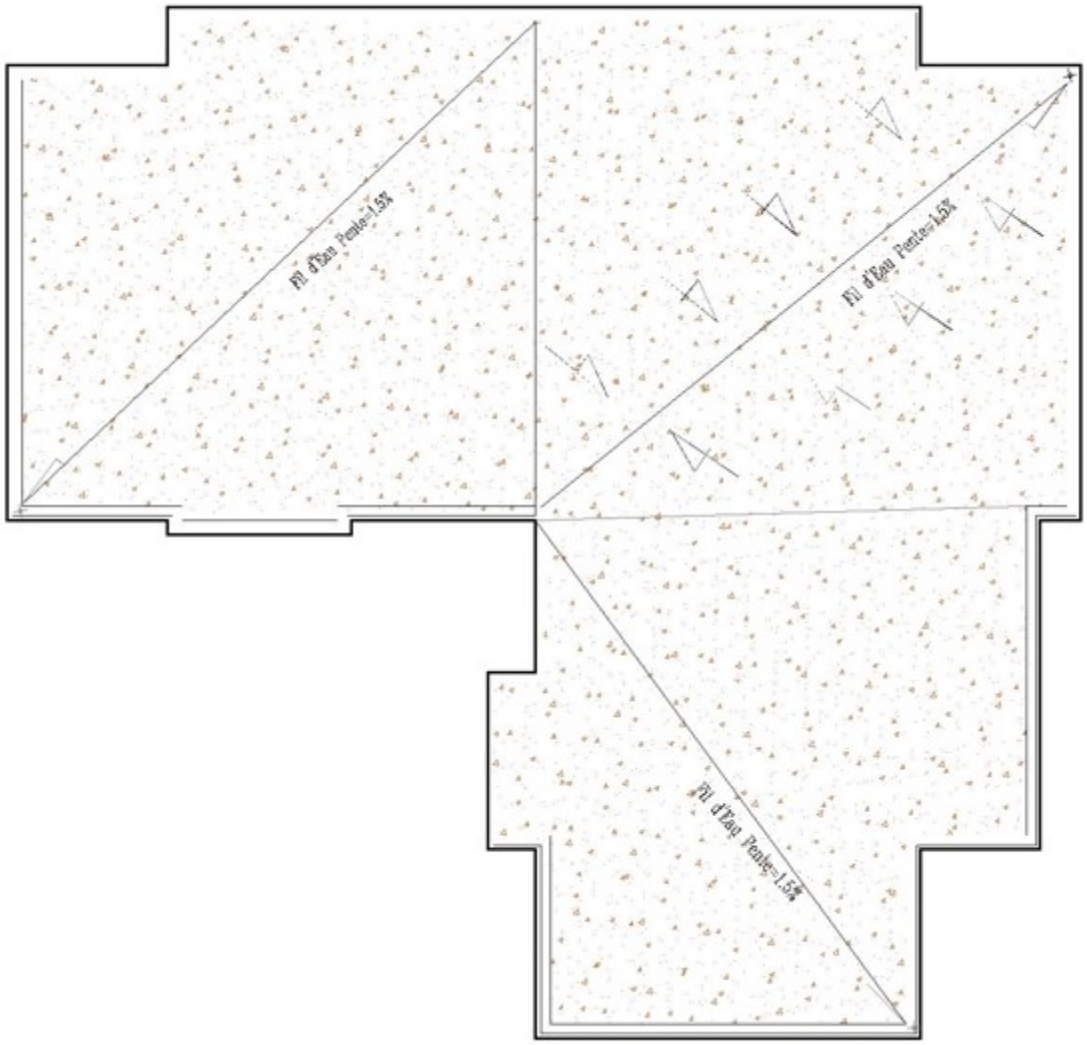


Figure 4: Plan de toiture.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé d'un Sous-sol, un rez-de-chaussée et six étages à usage d'habitation qui sera implanté à Birkhadem**,** Wilaya de ALGER.

C'est un site classé dans la zone (III) de forte sismicité, selon le règlement Parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé « CBA 93 » ;
- DTR.C.2.2 ;
- Règlement parasismique « RPA99 version 2003 ».

I.2 caractéristiques géométriques de la structure

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment en plan : L=22,10m.
- Largeur totale du bâtiment en plan : l=21,15m.

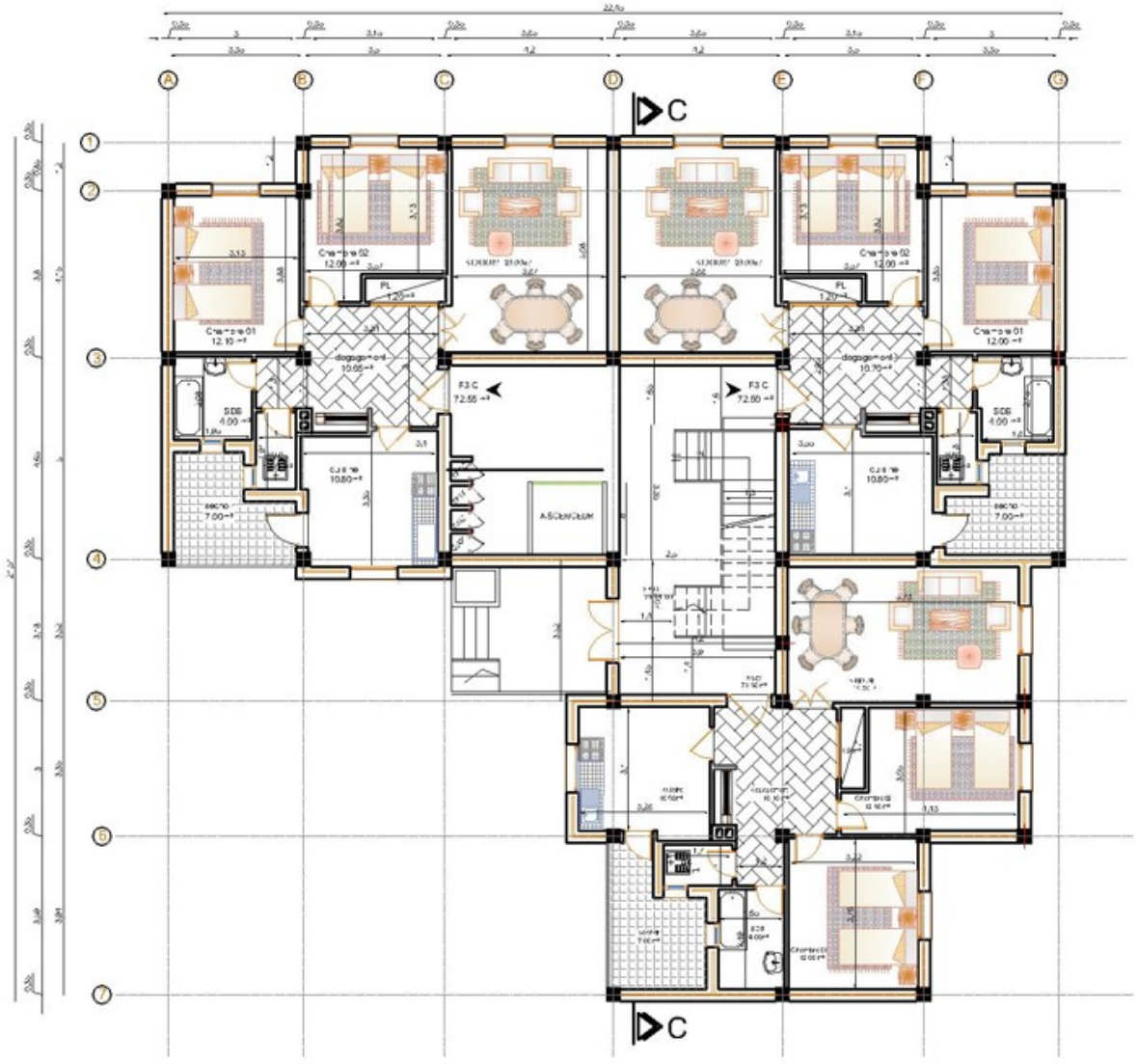


Figure I.1: vue en plans architecture.

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment

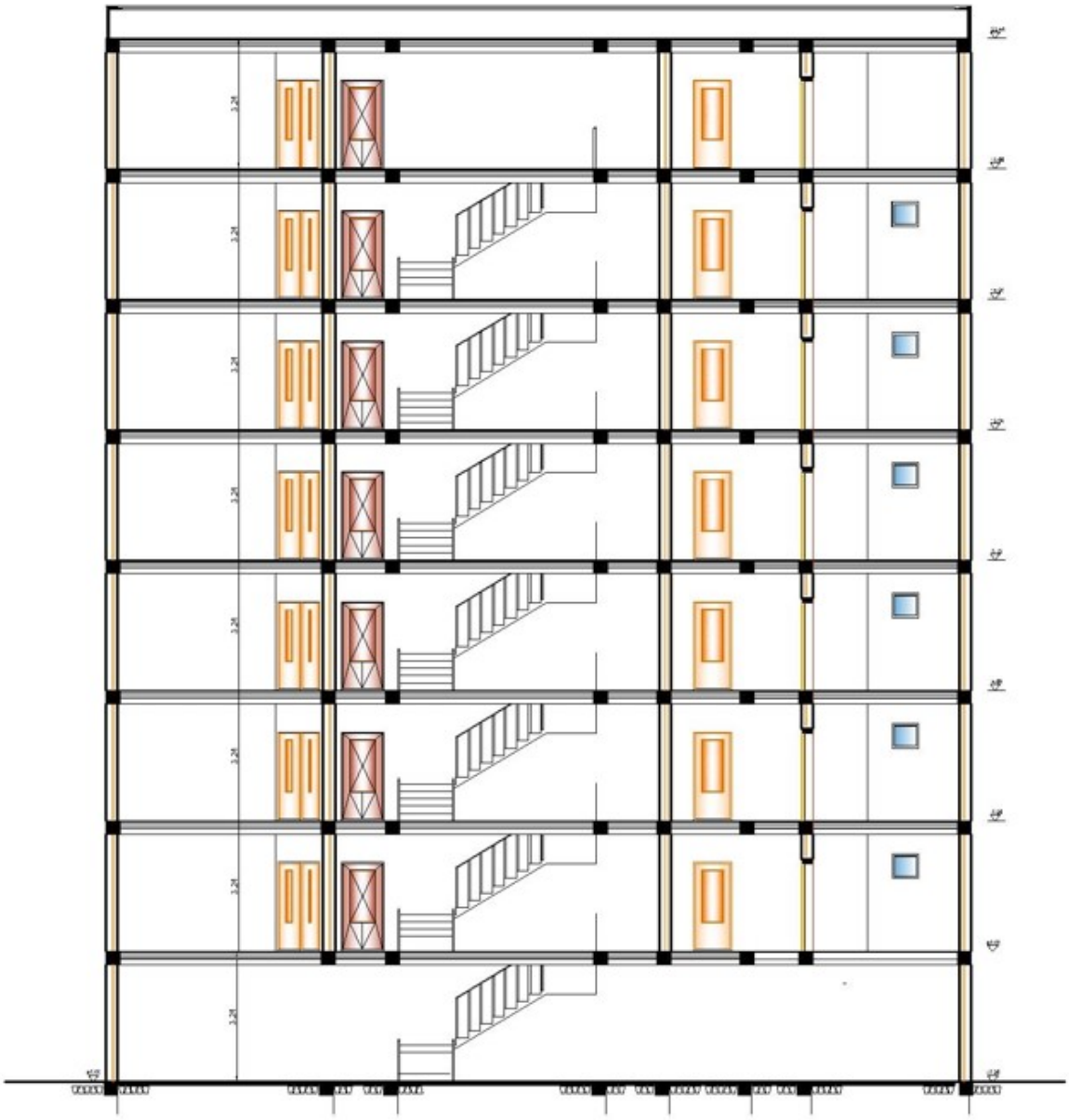


Figure I.2: vue en plans de la coupe.

- Hauteur des étages courants : h= 3,24 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : h=3,24 m.
- Hauteur du sous-sol : h=3,24 m.
- Hauteur totale du bâtiment : ht= 22,68m et 0.80 m de l'acrotère.

I.3 Description de l'ouvrage

La bâtisse est composée d'un RDC est de (06) étages identiques à usage habitation avec dépôt au niveau du sous-sol.

I.3.1 Planchers

Le type de plancher a adopter pour tous les niveaux est :

- planchers à corps creux ;

- Plancher dalle pleine.

I.3.2 La terrasse

La terrasse est inaccessible sauf uniquement pour les travaux d'entretien.

I.3.3 Escaliers

Les escaliers sont droits à 3 volées comprenant un palier de repos.

I.3.4 Revêtement

- Plancher :

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- Murs :

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3.5 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm

- **Murs intérieurs** (simple cloison) :

Sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.6 Acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 80cm de hauteur et de 12cm d'épaisseur, son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

I.4 Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts transmis par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été adoptées conformément au rapport du sol.

I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux

I.5.1. Béton « CBA Article A.2.1 »

Tableau I. 1: Caractéristiques du béton.

		Valeur
Masse volumique « ρ »		22-24 KN/m^3
Résistance à la compression a 28 jours égale à minimum		25 MPa
Résistance a la traction « f_{c28}»		2,1 MPa
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164,2 MPa
	différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	Sollicitations	0
	déformations	0,2

I.5.2. Acier « CBA93 Article A.2.2 »

Tableau I. 2: Caractéristiques de l'acier.

	Valeur
Masse volumique « ρ »	78,5 KN/m^3
Limite d'élasticité « f_e»	400 MPa
Module d'élasticité « E »	200000 MPa

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II. Prédimensionnement et évaluation des charges

II.1 Introduction

Le prédimensionnement de ces éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en utilisant des formules empiriques données par le **(CBA93)** et vérifiées selon le règlement **(RPA 99 version 2003)**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la stabilité la résistance et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base :

- les planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux ;
- les voiles.

II.2 Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont a utilisés :

- Plancher à corps creux ;
- Dalle pleine.

II.2.1 Plancher à corps creux :

ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante : **« CBA93 ART B.6.8.4.2.4 »**

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

$$(L/22.5) \leq h_t$$

Avec :

- L : la plus longue portée de la poutrelle mesurée à entre-axe d'appuis libres.
  Dans notre cas : L=4,20 m

$$16{,}80 \text{ cm} \leq h_t \leq 21{,}00 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 18{,}67 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 20 cm.

h_t = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc **h_t = (16+4) cm**. **« DTR B.C.2.2 ART C.3 »**

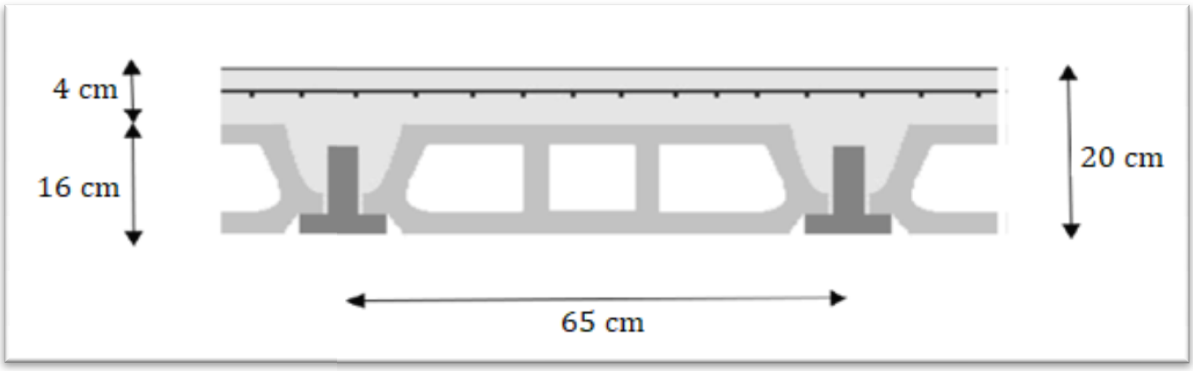


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

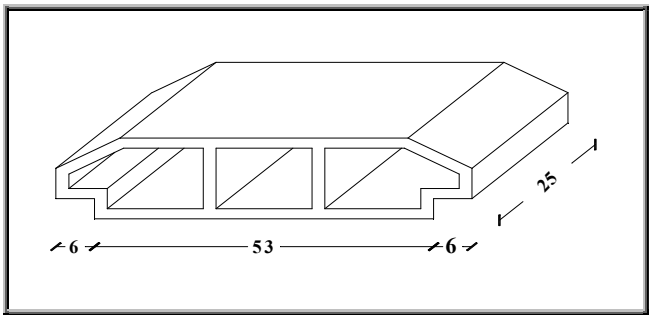


Figure II.2: Dimensions du corps creux.

II.2.2.Planchers dalles pleines

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur trois ou 4 appuis :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

L : la plus petite portée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

- Dalle reposant sur 4 appuis, on a : L = 1,95 m.

$$\frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40}$$

=> 4,33 cm ≤ e ≤ 4,88 cm

Sécurité contre l'incendie

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On adopte e = 15 cm.

II.2.2 Maçonnerie

II.2.2.a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.1: Charge permanente des murs intérieurs **« DTR B.C 2.2»**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**1,62**

II.2.2.b) Murs extérieurs (double cloison): « DTR B.C 2.2»

Tableau II.2: Charge permanente des murs extérieurs.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

II.3. plancher terrasse

II.3.1 Charge permanente

Tableau II.3: Charge permanente du plancher terrasse **« DTR B.C 2.2»**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé 40mm	0,04	20	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**6,40**

II.3.2 Charges d'exploitations

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2. **« D.T.R B.C.2.2 ART 7.5 »**

II.3.3 Plancher courant

II.3.3.a) Charge permanente

Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant **« DTR B.C 2.2 »**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	mur simple cloison	0,10	-	1,62
TOTAL				**5,96**

II.3.3.b) Surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m^2. **« D.T.R B.C.2.2 Article 7.5 »**

Sous-sol (dépôts): Q = 3,5 KN/m^2 **« D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 »**

II.4 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée entre axe des appuis.
-

❖ **Selon C.B.A93 :**

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement **« RPA99 Version 2003 Art 7.5.1 »** en zone III sont:

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1,5h+b1$

Tableau II.5: Pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5,00 m ⇒33,33 cm ≤ h ≤ 50,00 cm on adopte : h = 35 cm ⇒ 10,5 cm ≤ b ≤ 24,5 cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 4,20 m ⇒ 28,00 cm ≤ h ≤ 42,00cm on adopte : h = 30 cm ⇒ 9,00 cm ≤ b ≤ 21,00 cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1,17 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1 ≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,070) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifiée)	(h/L=0,0714) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifiée)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30cm	h = 30cm ; b = 30cm

II.5 Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1,1Nu).

II.5.1 Étapes de Prédimensionnement

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **« RPA99 version 2003 Art 7.4.1 »**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min(b_1, h_1) \geq 30\ cm \\ Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases} \quad (zone\ \text{III})$$

II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité situé entre l'axe (c) et l'axe (3).

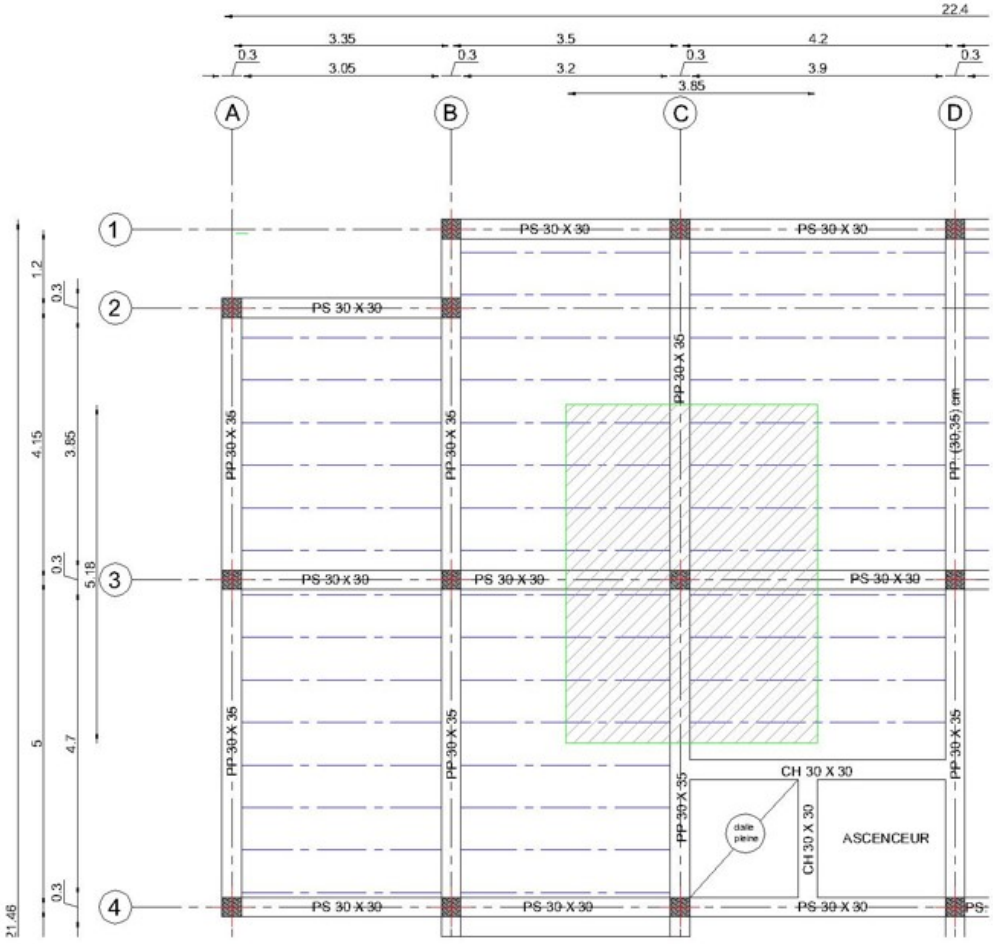


Figure II.3: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2 La surface reprise par le poteau

- La surface pour le sous-sol et le RDC :

S= (1,875+1,875).2,45+ (1,875+1,875).2,275+0,15. (1,875+1,875)+0,15. (2,45+2,275)

S=18,99 m².

- La surface pour le1^{ier} étage et le 2ème :

S= (1,9+1,9). 2,475+ (1,9+1,9). 2,3+0,1. (1,9+1,9)+0,1. (2,475+2,3)

S=19,0025 m².

- La surface pour le 3ème et le 4ème étage:

S= (1,925+1,925). 2,5+ (1,925+1,925). 2,325+0,05. (1,925+1,925)+0,05. (2,5+2,325)

S=19,01 m².

- La surface pour le 5ème, et 6ème étage :

S= (1,95+1,95). 2,525 + (1,95+1,95). 2,35

S=19,0125 m².

II.5.1.3 Descente des charges : « DTR B.C 2.2.Art 6.3»

II.5.1.3. a Charges d'exploitation :

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

- ✓ 6eme étage: Q_0
- ✓ 5eme étage: $Q_0 + Q_1$
- ✓ 4^{me} étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$
- ✓ 3eme étage: $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ✓ 2eme étage: $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ✓ 1^{ier} étage: $Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ✓ RDC : $Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- ✓ Sous-sol : $Q_0 + 0.7\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$$Q = S_{totale}\ .Qi$$

Avec :

- ♦ n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1 ,Q_2,…, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II.6: Détermination des charges d'exploitations.

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
6eme étage	1	Q_0	19,0125		19,0125
5eme étage	1,5	Q_1	28,5187	1	47,5312
4eme étage	1,5	Q_2	28,5150	0,95	73,1945
3eme étage	1,5	Q_3	28,5150	0,9	96,0063
2eme étage	1,5	Q_4	28,5037	0,85	115,9570
1ier étage	1,5	Q_5	28,5037	0,8	133,0573
RDC	1,5	Q_6	28,4850	0,75	147,2933
Sous-sol	3,5	Q_7	66,4650	0,7	185,2668

II.5.2 Effort normal ultime de résistance

D'après **« CBA 93 Art B.8.4.1»** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau

On a : $$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $\bar{\mathbf{N}}\mathbf{u}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- $\mathbf{B_r}$: Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- $\boldsymbol{\gamma_b}$**= 1,50** et $\boldsymbol{\gamma_s}$ **= 1,15** : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- $\mathbf{f_{c28}}$ et $\mathbf{f_e}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

- $\mathbf{A_s}$: Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$).
- **α** : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section carré)}$$

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G + 1,5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1,1N_u \end{cases}$$

II.5.3 Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0,7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation
- traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.

- L_0 =3,24 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
- L_0 =3,24 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.
- Pour les étages courants et le RDC on a : L_f =0,7 L_0

II.5.4 Calcul de l'effort Nu

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte :

-Une section de (45x45) cm^2 pour le sous-sol et le RDC.

-Une section de (40x40) cm^2 pour le 1^{er} étage et le $2^{ème}$.

-Une section de (35x35) cm^2 pour le $3^{ème}$ et le $4^{ème}$ étage.

- Une section de (30x30) cm^2 pour, $5^{ème}$ et $6^{ème}$ étage.

	Dimension (cm^2)	Br (mm^2)	L_f (mm)	λ	α	As (mm)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 6^{eme}étage	30x30	78400	2268	26,18	0,7644	90	1133,72
le 5^{eme}étage	30x30	78400	2268	26,18	0,7644	90	1133,72
le 4^{eme} étage	35x35	108900	2268	22,44	0,7854	122,5	1617,35
le 3^{eme} étage	35x35	108900	2268	22,44	0,7854	122,5	1617,35
le 2^{eme} étage	40x40	144400	2268	19,64	0,7996	160	2182,68
le 1^{ier} étage	40x40	144400	2268	19,64	0,7996	160	2182,68
RDC	45x45	184900	2268	17,45	0,8097	202,5	2829,50
Sous-sol	45x45	184900	2142	17,45	0,8097	202,5	2829,50

Tableau II.7: calcul de $\overline{N}_u$

II.5.5 Charges permanentes et Nu

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}u$ (kN)	$1.1Nu \leq \bar{N}_u$
6eme étage	Poutre P	14,625	152,37	152,37	19,012	234,22	257,64	1133,72	condition vérifiée
	Poutre S	8,775							
	Poteau	7,29							
	Plancher	121,68							
5eme étage	Poutre P	14,625	144	296,37	47,530	471,39	518,53	1133,72	condition vérifiée
	Poutre S	8,775							
	Poteau	7,29							
	Plancher	113,31							
4eme étage	Poutre P	14,475	146,36	442,73	73,195	707,478	778,23	1617,35	condition vérifiée
	Poutre S	8,662							
	Poteau	9,922							
	Plancher	113,30							
3eme étage	Poutre P	14,475	146,36	589,09	96,006	939,28	1033,21	1617,35	condition vérifiée
	Poutre S	8,662							
	Poteau	9,922							
	Plancher	113,30							
2eme étage	Poutre P	14,325	149,09	738,18	115,957	1170,48	1287,53	2182,68	condition vérifiée
	Poutre S	8,550							
	Poteau	12,960							
	Plancher	113,25							

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\overline{N}u$ (kN)	$1.1Nu \leq \overline{N}_u$
1 er étage	Poutre P	14,325	149,09	887,27	133,057	1397,40	1537,14	2182,68	condition vérifiée
	Poutre S	8,550							
	Poteau	12,960							
	Plancher	113,25							
le RDC	Poutre P	14,175	152,19	1039,46	147,293	1624,21	1786,63	2829,20	condition vérifiée
	Poutre S	8,437							
	Poteau	16,402							
	Plancher	113,18							
Sous- sol	Poutre P	14,175	152,19	1191,65	185,267	1886,63	2075,29	2829.50	condition vérifiée
	Poutre S	8,437							
	Poteau	16,402							
	Plancher	113,18							

Tableau II.8: Vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1

D'après **« RPA99version2003 Art 7.5.1»,** les clauses suivantes doivent être vérifiées :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Min (b1, h1) ≥ 30 cm. En zone III
- ✓ Min (b1, h1) ≥ he / 20
- ✓ 1/4 < b1 / h1 < 4

Tableau II.9: vérifications de coffrage des poteaux.

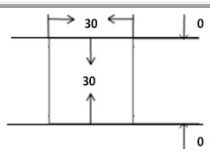
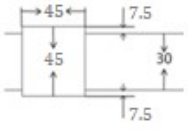
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b1, h1) ≥ 30cm	Min (b1, h1) = 30cm ≥ 30 cm		condition vérifiée
Min (b1, h1) ≥ he /20	Le 5eme et 6eme étage	30 cm ≥ 16.20 cm	condition vérifiée
	Le 3eme et 4eme étage	35 cm ≥ 16.20 cm	
	Le 1ire et 2eme étage	40 cm ≥ 16.20 cm	
	RDC et sous- sol	45 cm ≥ 16.20 cm	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4		condition vérifiée

II.5.7 Vérification aux zones nodales selon RPA99version2003 Article 7.5.1

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.10: Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	45	45	Oui	15	22.5	Oui

II.6 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA99 version 2003 « Art 7.7.1 »**, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

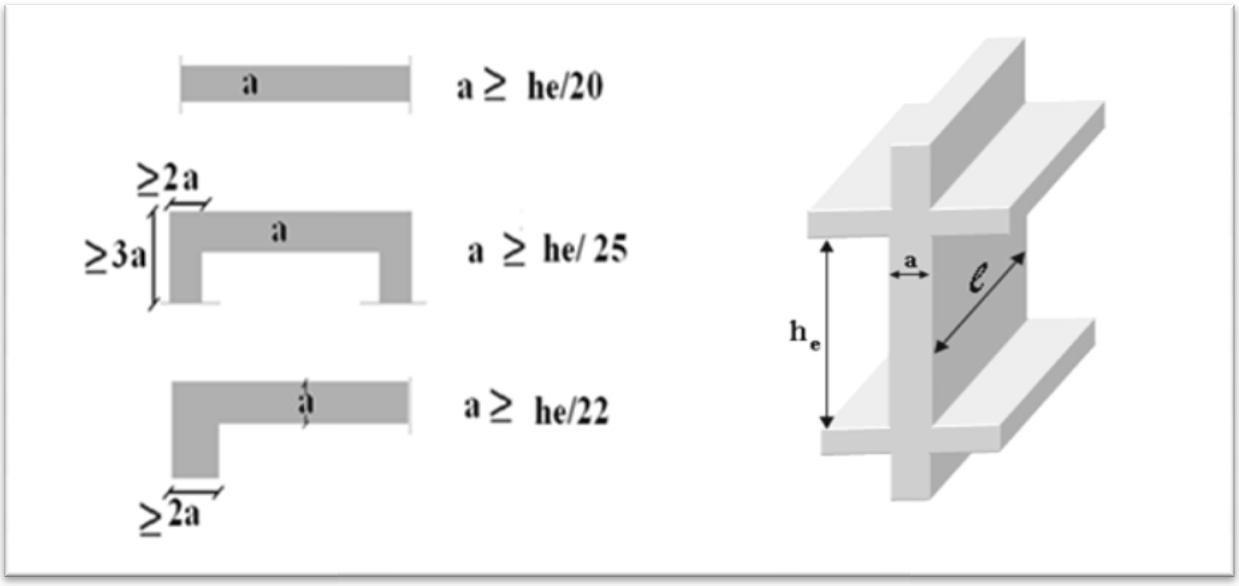


Figure II.4: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

➢ **Voiles de contreventement**

Pour tous les étages : $h_e = 2{,}89$ m

$a \geq \text{Max}\left\{15cm\ ;\ \frac{h_e}{25}\ ;\ \frac{h_e}{22}\ ;\ \frac{h_e}{20}\right\}$

$a \geq \text{Max}\{15cm\ ;\ 12cm;\ 13{,}14cm\ ;\ 14{,}45cm\}$

On adopte a=15cm

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.1.2 Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1m.

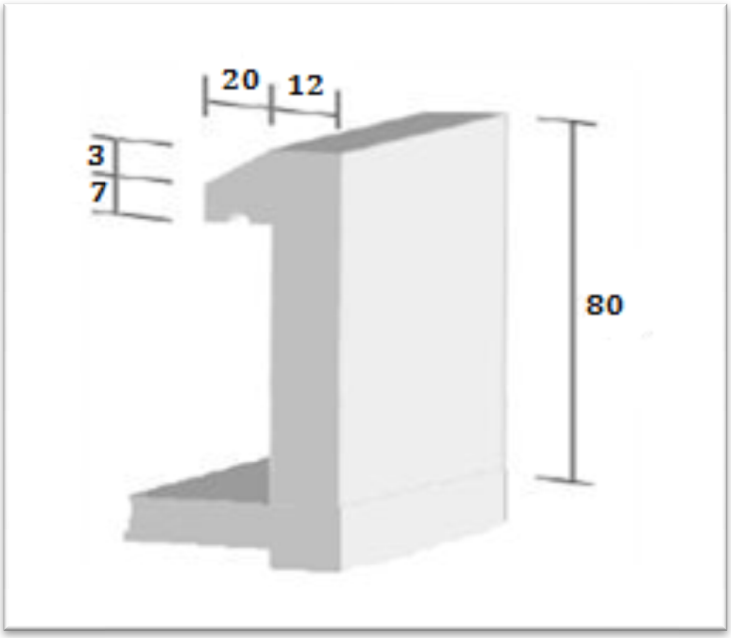


Figure III.1: L'acrotère.

III.1.3 Évaluation des charges et surcharges

Tableau III.1.1: Evaluation des charges et surcharges.

Charge permanent
Poids propre : [(0,80.0,12)+(0,20.0,07)+((0,20.0,03)/2)].25 = 2,825 kN
Charge d'exploitation
Q = 1 kN

III.1.4 Détermination des efforts

L'E.L.U

L'effort normal : N_U =1,35.G = 1,35×2,825 = 3,814 KN

Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,80 = 1,2 KN.m

L'effort tranchant : T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 5 KN

L'E.L.S

L'effort normal : N_{ser} = G = 2,825 KN

Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1×0, 80 = 0,80 KN.m

L'effort tranchant : T_{ser} = Q =1 KN

III.1.5 Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x12) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.1.2: Les données.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	12	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	Sollicitations		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			N_u	3,814	KN
Notations	Valeurs	Unités	M_u	1,2	KN.m
L_0	0.80	m	N_{ser}	2,825	KN
L_f	1,6	m	M_{ser}	0,80	KN.m

III.1.5.1 A E.L.U

- **Calcul de l'excentricité**

À l'attention de :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2 \times 10^6}{3.814 \times 10^3} = 314{,}63 \text{ mm} = 31{,}46 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 31{,}46 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2.5 = 3{,}5 \text{ cm}$

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

- **Calcul du moment de flexion**

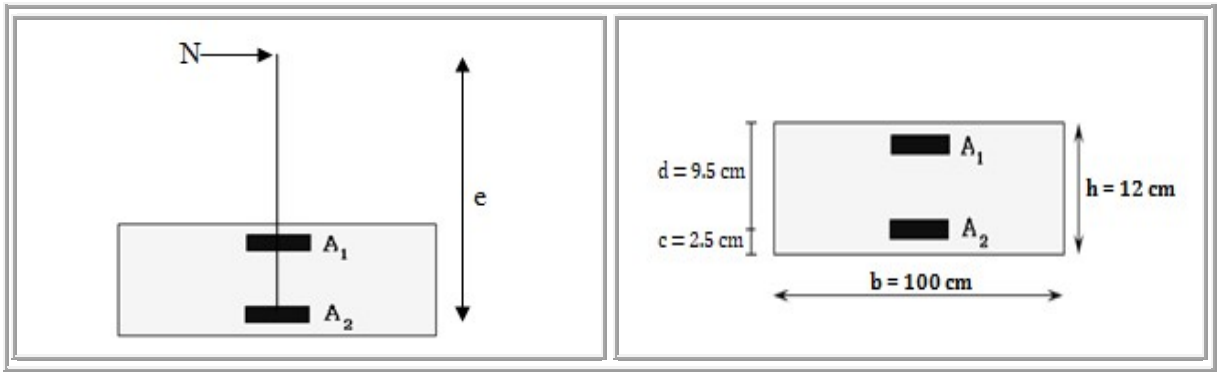


Figure III.1.2: Section de B.A à l'ELU

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c_2) \Rightarrow e = 34{,}96$ cm

$M_1 = N \times e \Rightarrow M_1 = 1{,}33$ KN. m

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple

Tableau III.1.3: Armatures verticales et horizontales.

	Armatures verticales		Armatures horizontales.	
	A_{s1} (cm^2/ml)	A_{s2} (cm^2/ml)	$A_{rép1}$ (cm^2/ 0.8 m)	$A_{rép2}$ (cm^2/ 0.8 m)
Calculée	0,31	0,00	1,38	1,38
choisie	7 HA 10 = 5,50	7 HA 10 = 5,50	5HA8=2,31	5HA8=2,31

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0{,}31\ cm^2$

Tableau III.1.4: Espacement des armatures.

	Armatures verticales	Armatures horizontales
St choisie	15	15
$\overline{St}$ admissible	$\min\{3h ; 33cm\}$= 33 cm	$min\{4h; 45cm\}$= 45 cm
St < $\overline{St}$	condition verifiée	condition verifiée

III.1.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.1.5: Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
0,42	15	condition verifiée	10,62	201,63	condition verifiée

III.1.7 vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.1.6: Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau}$
12,54	0,016	2,5	condition verifiée

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

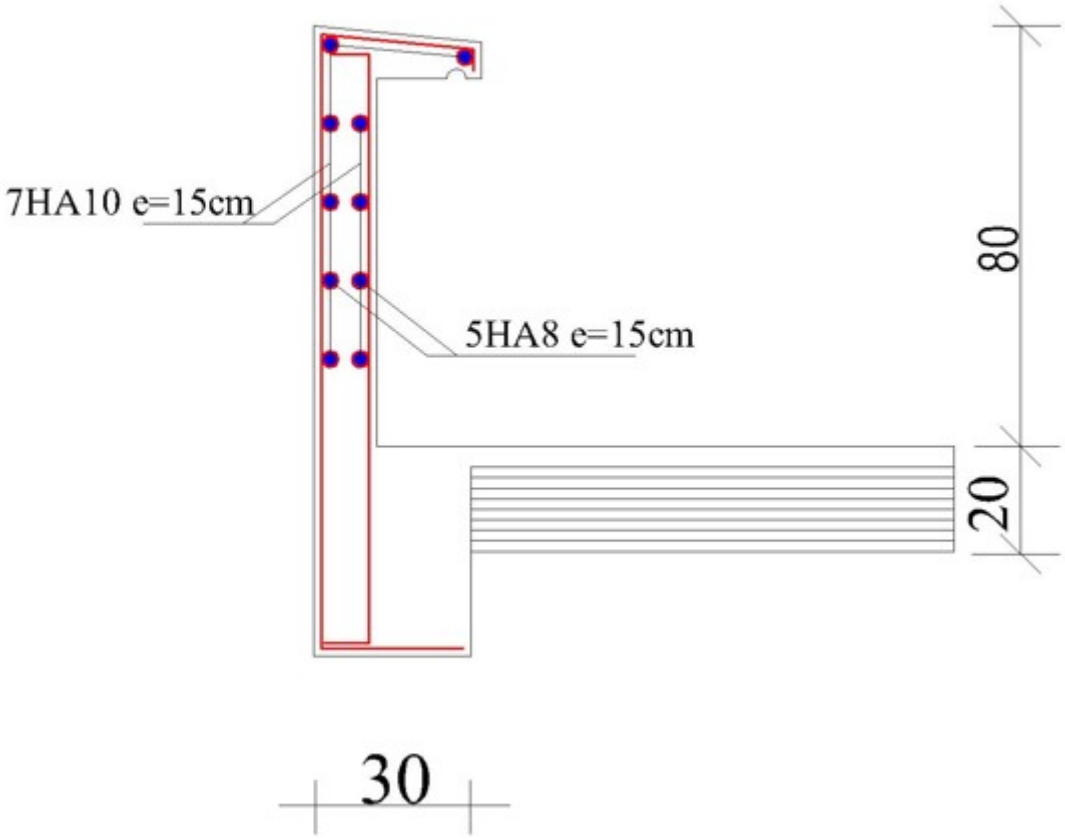


Figure III.1.3: Ferraillage de l'acrotère.

III.2 Plancher corps creux

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles.

III.2.1 La dalle de compression «CBA93 B.6.8.4.2.3 »

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} 20\ \text{cm: pour les armatures perpendiculaires aux nervures}(A_{\perp}). \\ 33\ \text{cm: pour les armatures paralleles aux nervures}\ (A_{//}). \end{cases}$$

La section minimale des armatures doit être :

$$\begin{cases} (A_{\perp}) \geq \frac{4L}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \quad \text{Pour } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L: \text{L'écartementdes axes des nervures} = 65\ \text{cm}. \\ f_e: \text{La limite d'élasticitéde treillis soudé} = 520\text{MPa}. \end{cases}$$

Tableau III.2.1: Armatures de la dalle de compression.

	$A_{\perp}(cm^2/ml)$	$A_{//}(cm^2/ml)$
Calculé	$A_{\perp} \geq 0,5$	$A_{//} \geq 0,25$
choisi	5Ø5=0,98	5Ø5=0,98
on adoptera un treillis soudé de : **(20x20)** cm²		

III.2.2.1 Schéma de ferraillage

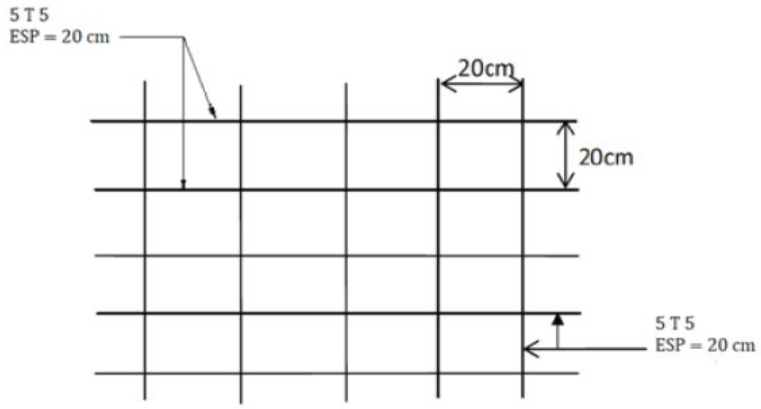


Figure III.2.1: Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.2.2.a Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier. **« CBA ART B.6.8.4.1.2 »**

Q = max [1 KN ; 0,5L = 2,10] = 2,10 KN

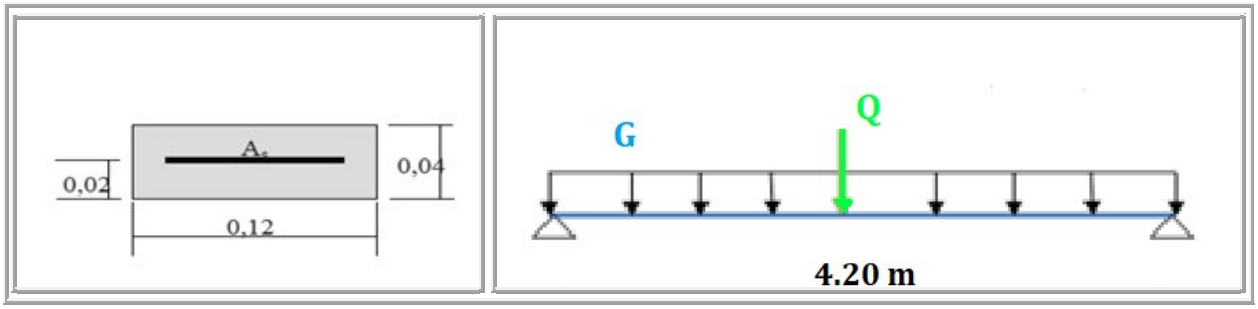


Figure III.2.2: Schématisation de la poutrelle avant coulage.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.2.2: les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4,2	2,1	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12*0,04*25 = 0,12	0,65*1 = 0,65
		0,77	

Calcul des étaiements :

Vérification de la flèche :

f < f limite

$$f = \frac{P_Q . L^3}{48 . E . I} + \frac{5 . P_G . L^4}{348 . E . I}$$

Avec :

f_Q : Une flèche due a la charge concentrée de l'ouvrier [Q = max [1 KN ; 0.5L]

f_G : Une flèche due a la charge répartie

P_G = poids propre de poutrelle + poids de corps creux

$$f_{limite} = \frac{L\,(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m$$

Tableau III.2.3: Détermination du nombre d'étaiements.

N° des étaiments	Longauer de travée (mm)	G (KN)	Q (KN)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	4200	0,77	2,10	918,69	8,4	Condition non vérifiée
1	2100	0,77	1.05	57,42	4,2	Condition non vérifiée
2	1400	0,77	1	13,82	2,8	Condition non vérifiée
3	1050	0,77	1	5,24	2,10	Condition non vérifiée
4	840	0,77	1	0,25	1,68	Condition vérifiée

Il faut prévoir **4 étaiements** le long de travée espacée de **0,84 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.2.2.b Après coulage

Apres coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera soumise à des charges uniformément reparties.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 4 type de poutres continues sont à envisage :

- Type 1 : 6 travées (travée de 3,35 m ; 3,50m ; 4,20m ; 4,20m ; 3,50m et 3,35m) ;
- Type 2 : 4 travées (travée de 3,50m ; 4,20m ; 4,20m et 3,50m) ;
- Type 3 : 3 travées (travée de 4,20 m ; 3,50m et 2,50m) ;
- Type 4 : 1 travée (travée de 3,35).

III.2.2.b.1 Evaluation des charges et surcharges

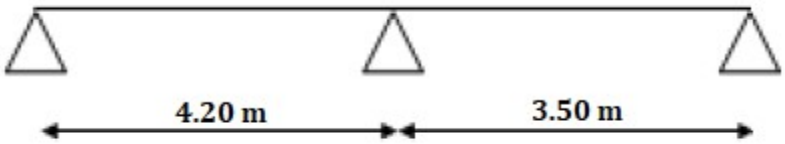
Tableau III.2.4: Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6,40*0,65=4,160	1*0.65=0,650	6,591	4,810
Plancher courant	5,96*0,65=3,874	1,5*0.65=0,975	6,692	4,849

III.2.2.b.2 Sollicitations de calcul

On à choisie le type le plus défavorable

- **1er Type : Poutrelles à deux travées**



- **La méthode forfaitaire**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées,

$Q = 1{,}5\ kN/m^2 < \max\{2.G;\ 5\ kN/m^2\} = 11{,}92\ kN/m^2$

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées

Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4{,}20}{3{,}50} = 1{,}20$ (Condition vérifiée)

La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible). (Condition vérifiée)

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Exposé de la méthode forfaitaire**

Tableau.III.2.5: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU.

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	0,20	4,20	14,76	2,95	8,85	9,74	12,65	-15,46
Travée 2		3,50	10,25	6,15	2,05	6,77	12,88	-10,54

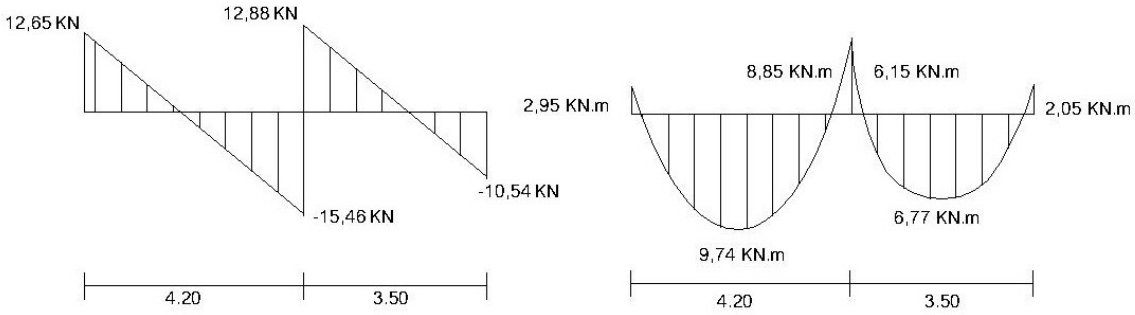


Figure III.2.3: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant.

Tableau.III.2.6: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	0,20	4,20	9,67	1,94	5,82	6,40
Travée 2		3,50	9,22	5,53	1,84	6,09

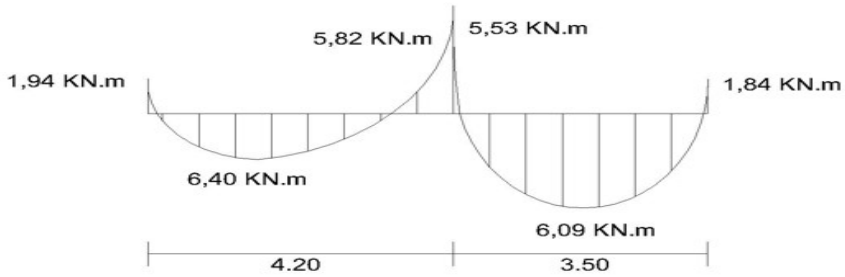


Figure III.2.4: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant.

Tableau.III.2.7: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU.

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	0,14	4,20	14,53	2,91	8,72	9,45	12,46	-15,23
Travée 2		3.50	10.09	6.06	2.02	6.56	12.69	-10.38

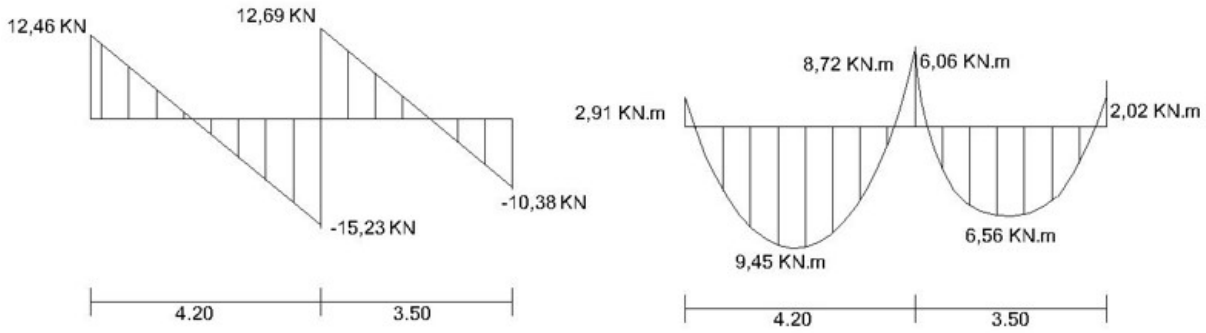


Figure III.2.5: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse.

Tableau.III.2.8: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS.

Travées	α (°)	L (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	0.14	4,20	10,61	2,12	6,36	6,89
Travée 2		3,50	7,37	4,42	1,47	4,79

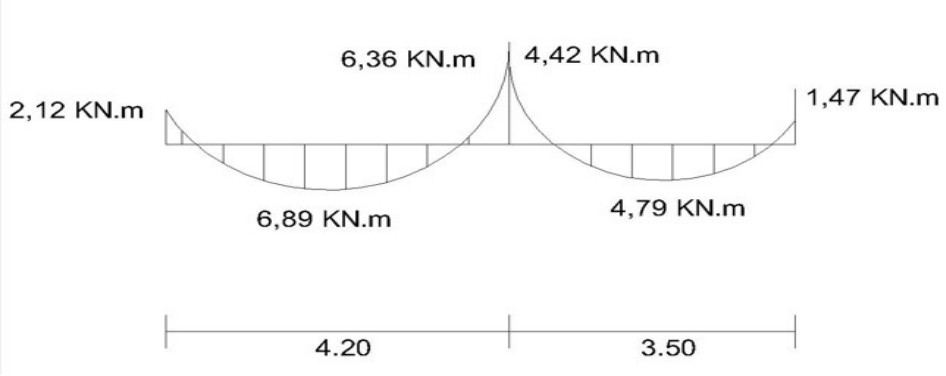
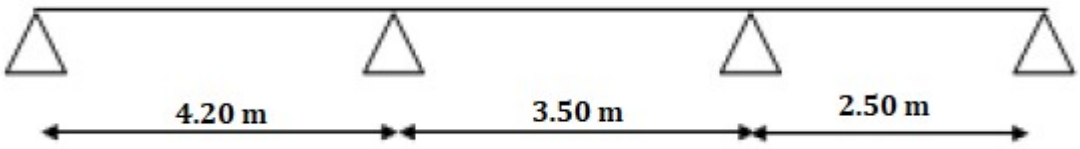


Figure III.2.6: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

❖ **2eme Type : Poutrelles à trois travées :**



- **La méthode Caquot**

Tableau.III.2.9: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	4,20	4,20	14,76	2,95	10,80	7,88	12,18	-15,92
Travée 2	3,50	2,80	6,56	10,80	5,58	-1,63	13,20	-10,22
Travée 3	2,50	2,50	5,23	5,58	1,05	1,91	10,18	-6,55

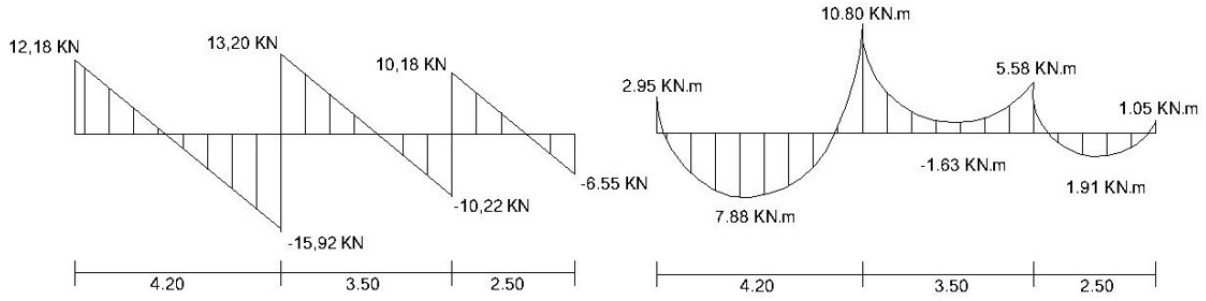


Figure III.2.7: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant.

Tableau.III.2.10: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	4,20	4,20	9,98	2,00	7,83	5,06
Travée 2	3,50	2,80	4,43	7,83	4,04	-1,50
Travée 3	2,50	2,50	3,53	4,04	0,71	1,16

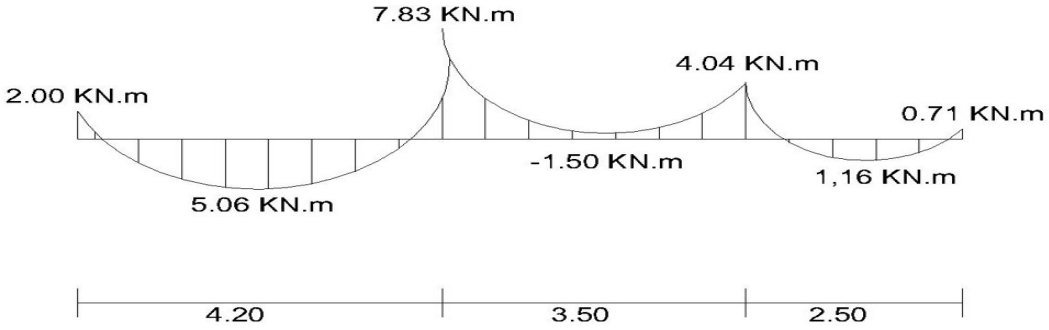


Figure III.2.8: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant.

Tableau.III.2.11.Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	4,20	4,20	14,53	2,91	10,64	7,76	12,00	-15,68
Travée 2	3,50	2,80	6,46	10,64	5,50	-1,61	13,00	-10,07
Travée 3	2,50	2,50	5,15	5,50	1,03	1,89	10,03	-6,45

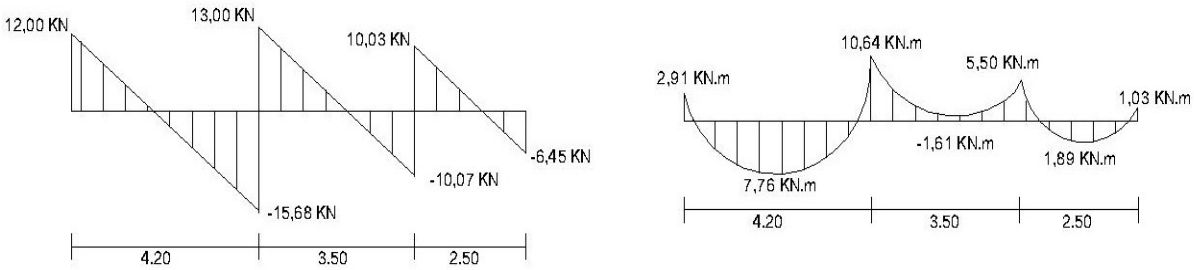


Figure III.2.9: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse.

Tableau.III.2.12 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
Travée 1	4,20	4,20	10,61	2,12	7,76	5,66
Travée 2	3,50	2,80	4,71	7,76	4,01	-1,17
Travée 3	2,50	2,50	3,76	4,01	0,75	1,38

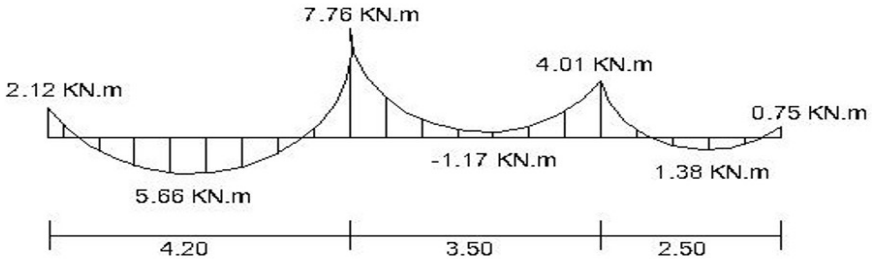


Figure III.2.10: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

III.2.2.b.3 Récapitulations

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.2.13: Récapitulations des efforts internes de plancher courant).

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	10,80	9,74	15,92	7,83	6,40
référence	Type-2-	Type-1-	Type-2-	Type-2-	Type-1-

Tableau III.2.14: Récapitulations des efforts internes de plancher Terrasse.

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	10,64	9,45	15,68	7,76	6,89
référence	Type-2-	Type-1-	Type-2-	Type-2-	Type-1-

III.2.2.b.4 Calcul du ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

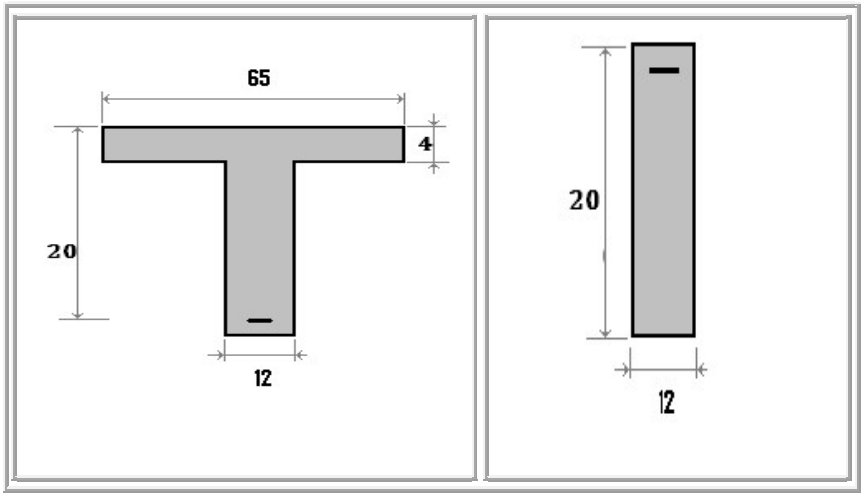


Figure III.2.11.les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.2.15: Calcul et vérification des armatures de plancher courant.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	9,74	10,80
	M_0 (kN.m)	M_0 =b.h_0.$\sigma_{b\ adm}$.$(d-\frac{h_0}{2})$; $M_0 = 59{,}07\ KN.m$	
		$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0,032	0,196
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	β	0,984	0,890
	A (cm²)	1,58	1,94
	A_{min}(cm²)	1,41	0,26
	$A > A_{min}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Le chois A	1HA10+2chpHA10=2,37 cm^2	1HA10+2chpHA10=2,37 cm^2
	Le chois A'	2HA10=1,57 cm^2	2HA10=1,57 cm^2
ELS	M_{ser} (kN.m)	6,40	7,83
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3,9	7,8
	I_G (cm^4)	8323	5597
	K (N/cm^3)	76,89	139,89
	σ_b (MPa)	3	10,9
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.2.16: Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	1HA10+2chpHA10=2,37 cm^2	1HA10+2chpHA10=2,37 cm^2

Tableau III.2.17: Calcul et vérification des armatures transversales « RPA99V2003 Article 7.5.2.2 ».

$\emptyset_t$ (mm)	$A_t\ (cm^2)$	Le chois $A_t\ (cm^2)$	S_t (cm)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	$A_t \geq A_{t\,min}$
4	0.25	2ϕ4 =0.25	15	0.18	Condition vérifiée

III.2.2.b.5 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « CBA93Article 5.1.2.1»

Tableau III.2.18: Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T (KN)	T_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	$T_u \leq T_{adm}$
15.92	0.74	3.33	Condition vérifiée

III.2.2.b.6 Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe A »

Tableau III.2.19 .vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	$\rho = \frac{A_t}{(b_0 \times d)} \leq 3{,}6/fe$
$\frac{h}{L} = 0{,}0595 < \frac{M_t}{15M_0} = 0{,}0604$	$\rho = 0{,}008 \leq 3.6/f_e = 0{,}009$
Condition non vérifiée	Condition vérifiée

Vu que la première condition n'est pas vérifiée alors on passe directement au calcul de la flèche.

III.2.2.b.7 Évaluation détaillée de la flèche « Annexe A »

Tableau III.2.20: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles.

M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ (%)	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
6,40	2,37	7,10	1,09	0,857	88,6	0,385	3,76	1,17
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20021	8998,21	13947,52	4,20	0,00039	0,00075	0,036	8,40	vérifiée

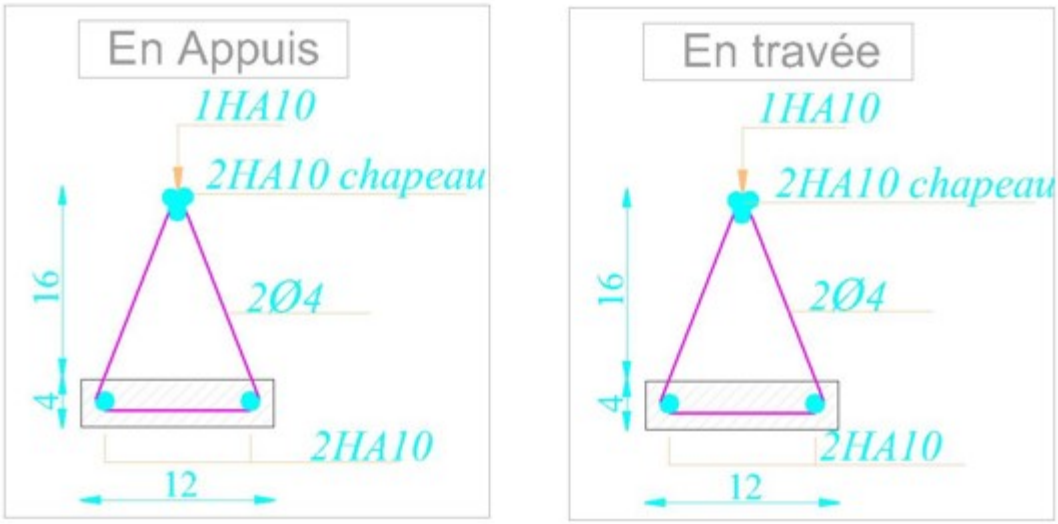


Figure III.2.12 : Ferraillage des poutrelles (terrasse+étage courant)

III.3 Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

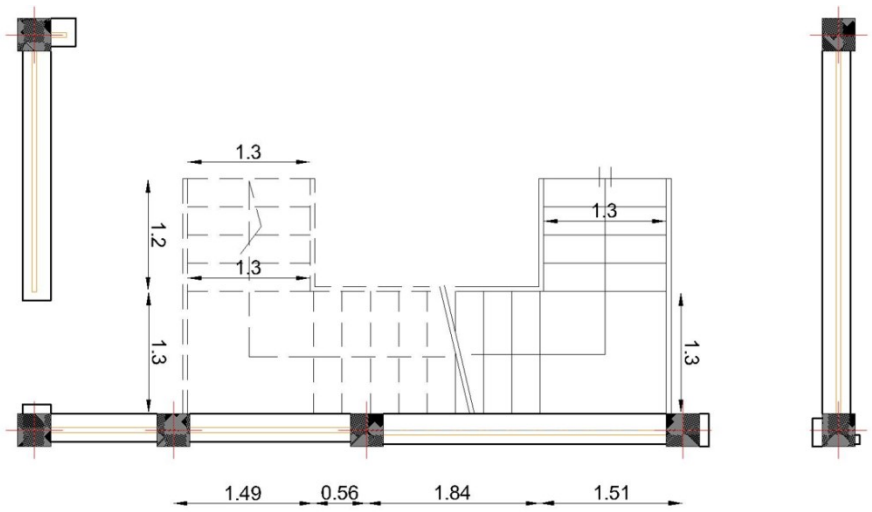


Figure III.3.1: Escalier à trois volées.

II.3.1 Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

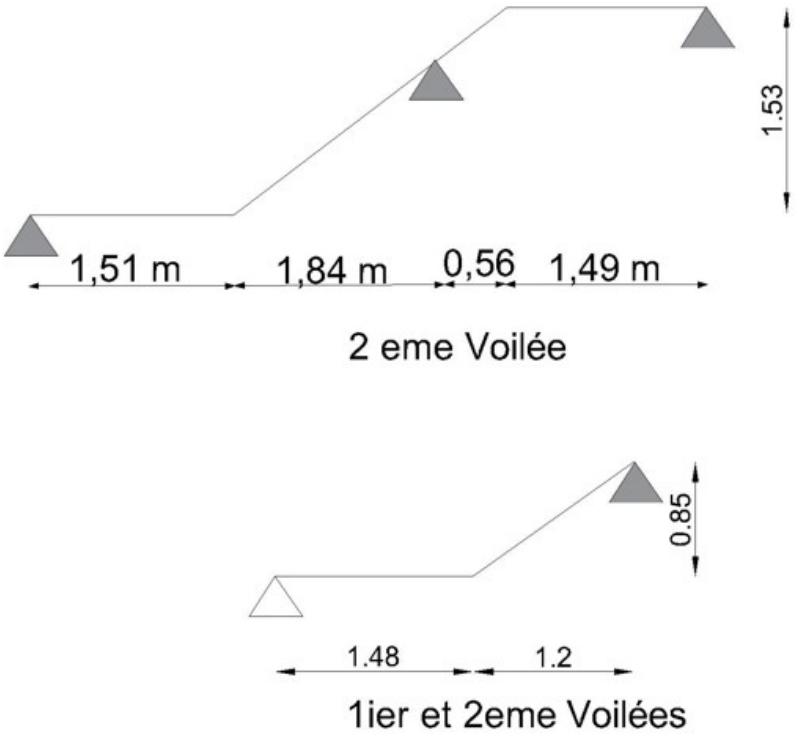


Figure III.3.2: Dimensions de l'escalier.

Après on prend le moment maximum entre 1^{ier}(le 1^{ier} et le 3ème volée sont les mêmes) et le 2ème volée pour ferraillage.

Et puisque (H= 1,53 m ; L= 2,40 m= 0,56+1,84)

- **L'angle d'inclinaison α:** $\text{tg}\alpha = \frac{H}{L}$ $\alpha = 32{,}52°$
- **Longueur de la paillasse :** $L_0 = \frac{L}{\cos\alpha}$ $L_0 = 2{,}85\text{ m} = 0{,}66 + 2{,}19$
- **Détermination de n, g, h :**

Nombre de marches n – 1 = 8

Nombre de contremarches n = 9

Hauteur de la contremarche $h = \frac{H}{n} = 17$ cm

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1}$ g = 30 cm

- **Vérification de la formule de BLONDEL**

59 cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66 cm (Condition Vérifiée)

- **Epaisseur de la paillasse**

$L_T = 2{,}19 + 1{,}51 = 3{,}7$ m

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ Avec 0,123 m ≤ e ≤ 0,185 m

On prendra: e = 15 cm

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges

III.3.2.a Charges permanents

Tableau III.3.1: Charge permanente de la paillasse de l'escalier **« DTR B.C. 2.2 ».**

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,13
5	Poids propre de la paillasse	0,15/cosα	25	4,45
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				8,28

Tableau III.3.2: Charge permanente du palier de repos de l'escalier **« DTR B.C. 2.2 ».**

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				5,45

III.3.2.b Surcharge d'exploitation

Selon **« DTR B.C. 2.2 ART 7.2 »**

- **Le palier:** Q =2,5 KN/m^2
- **La paillasse:** Q =2,5 KN/m^2

III.3.3 Détermination des sollicitations:

- **E.L.U:** P_u=1,35.G+1,5.Q
- **E.L.S :** P_{ser}=G+Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.3.3: Combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5,45	2,5	11,11	7,95
Paillasse	8,28	2,5	14,92	10,78

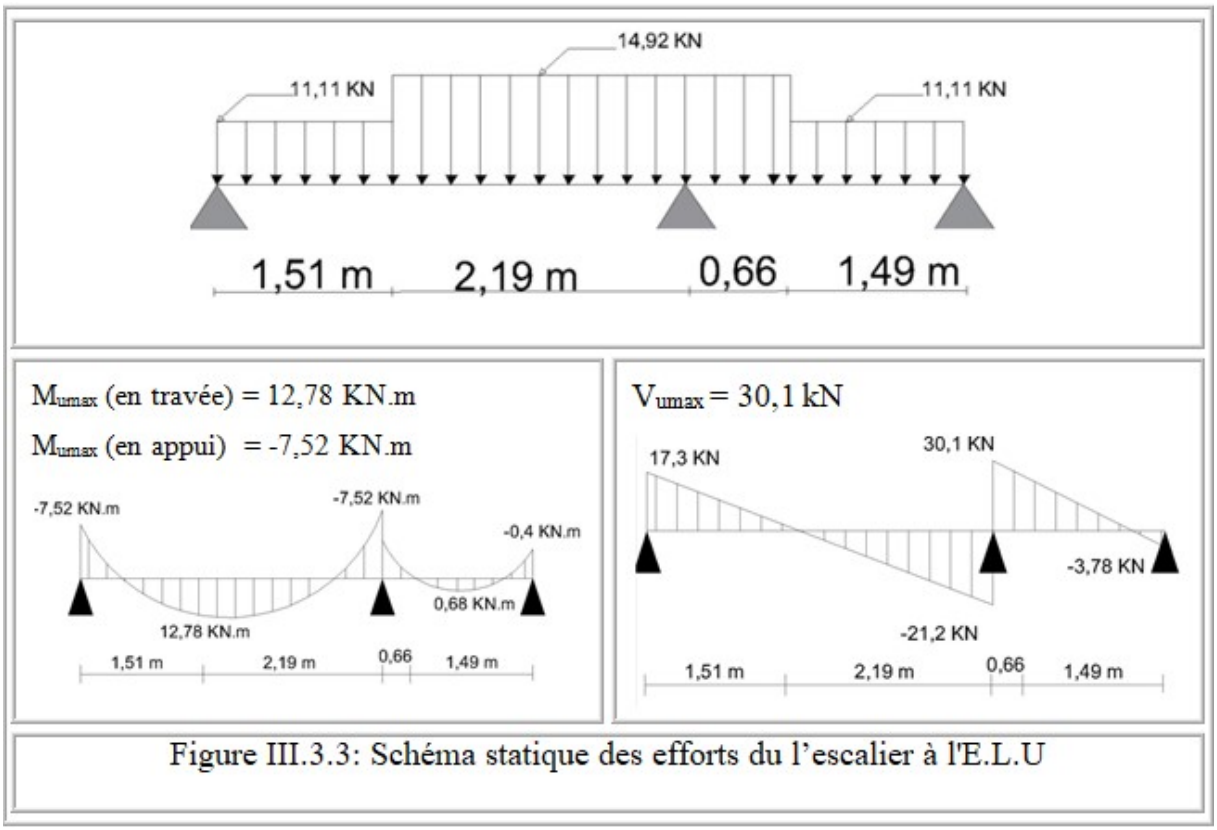


Figure III.3.3: Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

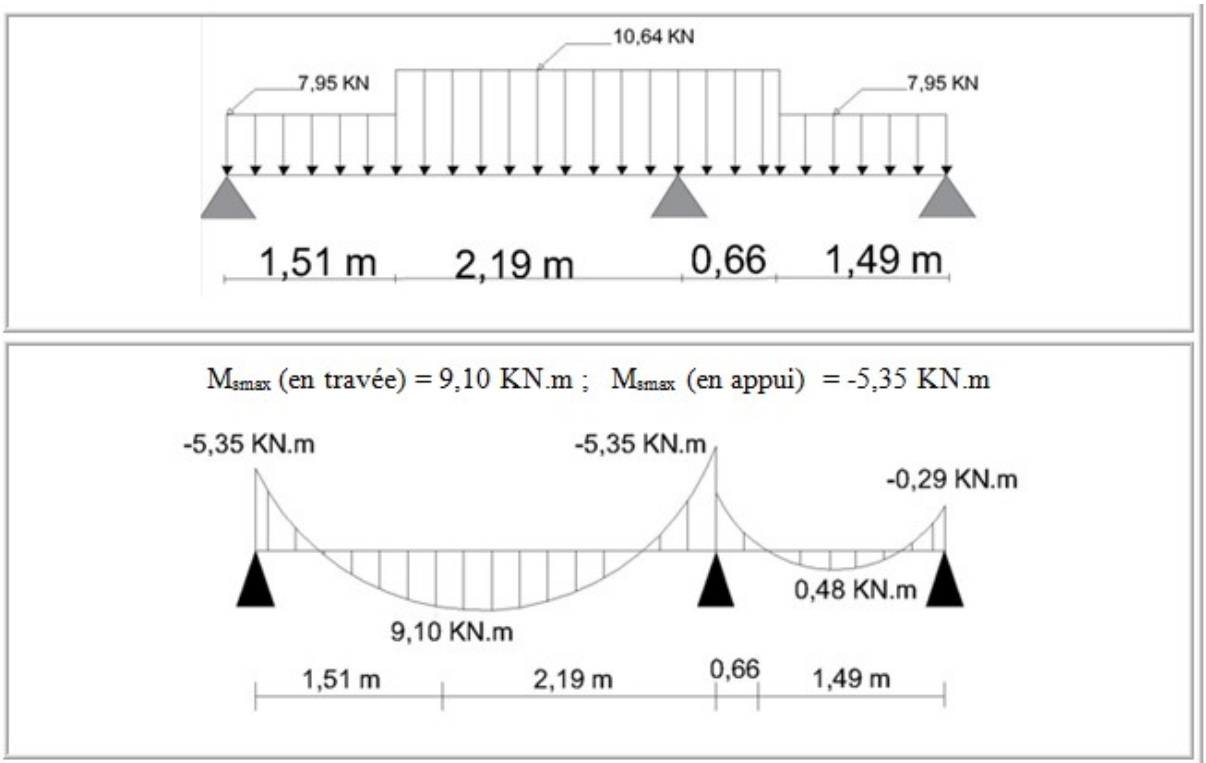


Figure III.3.4: Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

III.3.4 Ferraillage des escaliers

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.3.4: Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h = 15 cm	d=12,5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.3.5: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	12,78	0,057	0,971	3,03	0,00	7 HA10= 5,50
En appuis	7,52	0,034	0,983	1,76	0,00	7 HA10= 5,50

Tableau III.3.6 : Espacement d'acier de l'escalier.

	St (cm)	$\overline{st}$ (cm)	St (cm) < $\overline{st}$ (cm)
En travée	15	33	Condition vérifiée
En appuis	15	45	Condition vérifiée

III.3.5 Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En travées: $A = 5{,}50\ cm^2 \geq A_{min} = 1{,}50\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 5{,}50\ cm^2 \geq A_{min} = 1{,}50\ cm^2$ (Condition vérifiée)

III.3.6 Armatures de répartition

Tableau III.3.7 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép}$ = A/4 (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{st}$ (cm)	St (cm) < $\overline{st}$ (cm)
En travée	1,38	7 Ø 8 = 3,52cm²	15	33	Condition vérifiée
En appuis	1,38	7 Ø 8 = 3,52cm²	15	45	Condition vérifiée

III.3.7 Vérification des contraintes normales « C.B.A93 Article A.4.5.3 »

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau III.3.8 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	5,50	5,50
M_{ser} (kN.m)	9,10	5,35
Y (cm)	3,6	3,6
I (cm^4)	8190	8190
$\bar{\sigma}_b\ (MPa)$	15	
$\sigma_b\ (MPa)$	4	2,4
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.3.8 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « C.B.A Article A.5.1»

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III.3.9 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section (cm^2)	T(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 × 15	30,1	0,24	3,33	Condition vérifiée

III.3.9 Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 »

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées (Annexe B) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 . d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{I} \geq \frac{1}{16}$$

Tableau III.3.10 : Vérification de flèche de l'escalier.

1^{ier} condition		2^{eme} condition		3^{eme} condition	
0,041	0,042	0,004	0,011	0,041	0,062
condition non vérifiée		condition vérifiée		condition non vérifiée	

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite}$ (ANNEXE A)

Tableau III.3.11 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
5,50	9,10	0,44	150,44	0,183	8,106	32597,147
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
19310,943	26566,257	2,02	4,37	2,35	7,4	Condition vérifiée

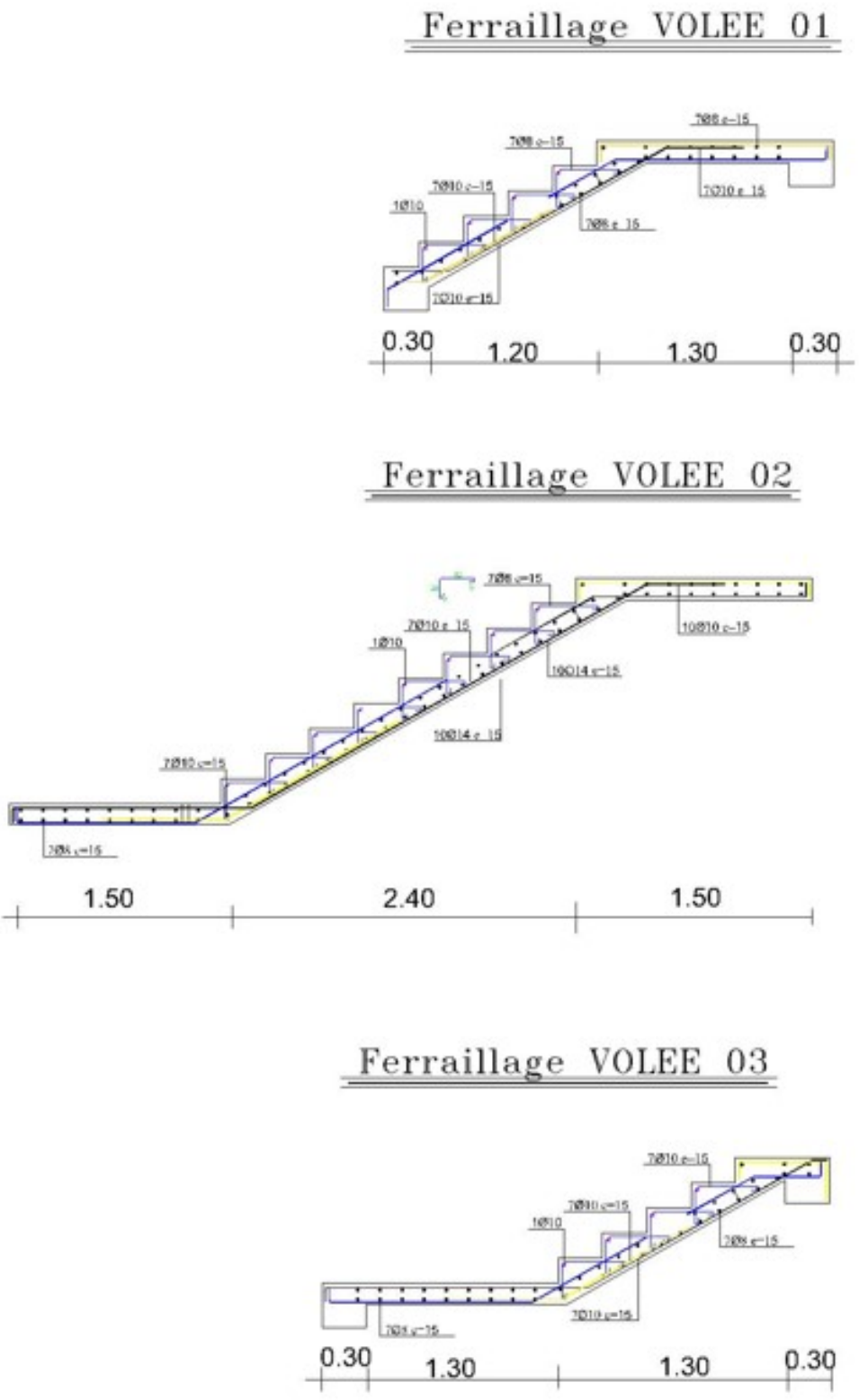


Tableau III.3.5: Ferraillage de l'escalier.

III.3.10 Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,3h \leq b \leq 0,7h$

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

$b = 30cm \geq 20cm.$ (Condition vérifiée)

$h = 30cm \geq 30cm.$ (Condition vérifiée)

$h/b = 1 < 4$ (Condition vérifiée)

Tableau III.3.12 : Schémas statique des poutres palières et console.

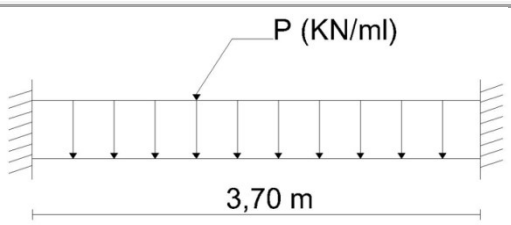
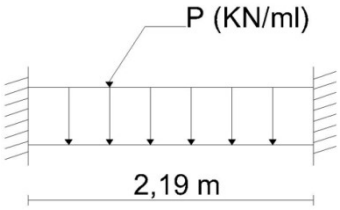
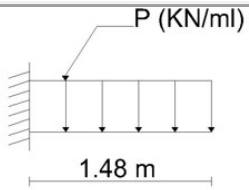
1ier poutres palière	
2eme poutres palière	
Console	

Tableau III.3.13 : Prédimensionnement des poutres palières.

	1ier poutres palière	2eme poutres palière	Console
Conditions de résistance	L_{max}= 3,70 m ⇒ 24,6 cm ≤ h ≤ 37cm on adopte : h = 30 cm ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 2,19 m ⇒ 14,6 cm ≤ h ≤ 21,9cm on adopte : h = 30 cm ⇒ 9,00 cm ≤ b ≤ 21,00 cm on adopte b = 30cm	L_{max} = 1,48 m ⇒ 9,87 cm ≤ h ≤ 14,8 cm on adopte : h = 30 cm 9,00 cm ≤ b ≤ 21,00 cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=30 cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1 ≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,0810) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)	(h/L=0,1370) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)	(h/L=0,2027) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30cm	h = 30cm ; b = 30cm	h = 30cm ; b = 30cm

III.3.11 Evaluation des charges

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis :

Tableau III.3.14: Calcul des efforts des poutres palières.

	1ier poutres	2eme poutres	console
R_{AG} (KN)	20,64	6,39	16,44
R_{AQ} (KN)	14,89	4,59	11,77
L (m)	3,70	2,19	1,48
Pu (KN/ml)	31,88	13,04	22,88
Pser (KN/ml)	23,22	9,52	16,54
Ru a ELU (KN)	58,98	14,28	33,86
M_{max} appui a ELU (KN.m)	-36,37	-5,2	-25,06
M_{max} travée a ELU (KN.m)	18,18	2,6	/
M_{max} appui a ELS (KN.m)	-26,49	-3,8	18,11
M_{max} travée a ELS (KN.m)	13,24	1,9	/

III.3.12 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU

- **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

➢ **Poutre palière** 1ire

Tableau III.3.15: Ferraillage de la poutre palière 1 ier.

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	18,18	0,056	0,971	1,96	0	**3HA12**	3,39
En appuis	36,37	0,113	0,940	4,05	0	**6HA12**	6,79

Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En travées: $A = 3,39\ cm^2 \geq A_{min} = 1,00\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 6,79\ cm^2 \geq A_{min} = 1,00\ cm^2$ (Condition vérifiée)

➢ **Poutre palière** 2eme

Tableau III.3.16: Ferraillage de la poutre palière 2eme

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	2,6	0,008	0,996	0,27	0	**3HA12**	3,39
En appuis	5,2	0,016	0,992	0,55	0	**6HA12**	6,79

Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En travées: $A = 3,39\ cm^2 \geq A_{min} = 1,00\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 3,39\ cm^2 \geq A_{min} = 1,00\ cm^2$ (Condition vérifiée)

- **Console :**

Tableau III.3.17: Ferraillage de console

	M(kN.m)	μ	β	A(cm^2)	A' (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	/	/	/	0	0	**3HA12**	3,39
En appuis	25,06	0,078	0,959	2,73	0	**3HA12**	3,39

Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En appuis : $A = 3{,}39\ cm^2 \geq A_{min} = 1{,}00\ cm^2$ (Condition vérifiée)

III.3.13.Vérifications des contraintes a l'ELS « C.B.A93 Article A.4.5.3 »

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

- **Poutre palière** 1ire

Tableau III.3.18: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$) de Poutre palière 1ier

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	13,24	3,39	25810	7,2	3,7	15	Condition vérifiée
appuis	26,49	6,79	46451	9	5,2	15	Condition vérifiée

- **Poutre palière** 2eme

Tableau III.3.19: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$) de Poutre palière 2^{eme}

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	1,9	3,39	40869	7,2	0,5	15	Condition vérifiée
appuis	3,8	6,79	9709	3,9	1,5	15	Condition vérifiée

- **Console :**

Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III.3.20: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$) de console

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
appuis	18,11	3,39	24452	8,10	6,00	15	Condition vérifiée

Tableau III.3.21: Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$) de console

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
appuis	18,11	3,39	215,4	201,63	Condition vérifiée

III.3.14. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU «C.B.A93 Article A.5.1.2.1.1»

- **Poutre palière** 1ire

Tableau III.3.22: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière 1ier

Section	T (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZC (cm)	∅ (mm)	At
30x30	58,98	0,71	2,50	Condition vérifiée	15	8	4HA8 = 2,01cm²

- **Poutre palière** 2^{eme}

Tableau III.3.23: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière 2^{eme}

Section	T (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZC (cm)	∅ (mm)	At
30x30	14,28	0,17	2,50	Condition vérifiée	15	8	4HA8 = 2,01cm²

- **Console :**

Tableau III.3.24: Vérification des contraintes de cisaillement de console

Section	T(KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZC (cm)	$\emptyset$ (mm)	At
30x30	33,86	0,41	2,50	Condition vérifiée	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.3.15. Vérification de la flèche à L'ELS «C.B.A93 Article B.6.5.3 »

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B)

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Tableau III.3.25: Vérification de flèche des poutres palières.

	1^{ier} condition		2^{eme} condition		3^{eme} condition	
Poutre palière 1^{ier}	0,081	0,063	0,081	0,075	0,001	0,011
	condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	
Poutre palière 2^{eme}	0,136	0,063	0,136	0,075	0,001	0,011
	condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	

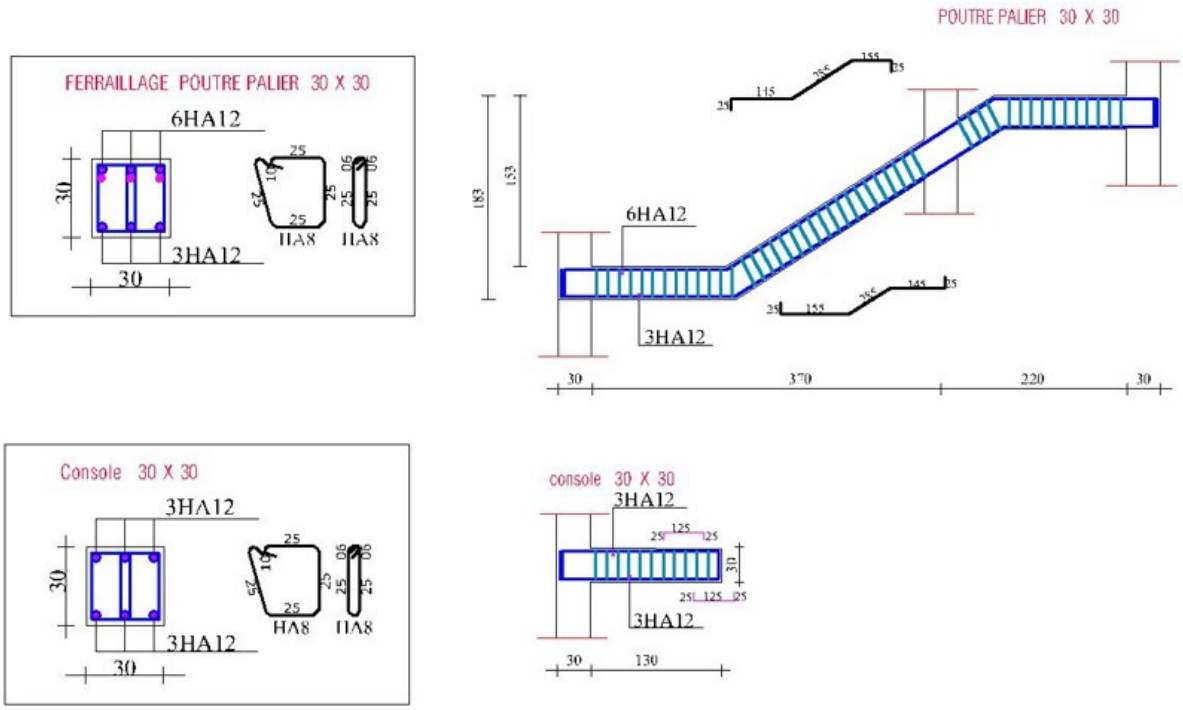


Figure III.3.3:Ferraillage de poutre palier et console.

III.4 Dalle pleine

III.4.1 Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

- **Critère de résistance**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx / 45) \leq ep \leq (Lx /40)$

- ep : épaisseur de la dalle.
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
  Pour le cas de notre structure, on a : L = 1.80 m.

$$470/45 \leq ep \leq 470/40$$

$$10{,}44 \text{ cm} \leq ep \leq 11{,}75 \text{ cm}$$

- **Sécurité contre l'incendie**
- **Résistance au feu**

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.
  - **condition d'isolation acoustique :** ep ≥ 15 cm.

Conclusion

On adopte la dimension de la dalle conformément aux critères émanant des règlements et les conditions d'acoustiques et cela pour toutes raisons de sécurité

A cet effet on adoptera pour la dalle pleine : $\mathbf{e_p}$ **= 15cm « CBA ART A.5.2.3 »**

III.4.2 évaluation des charges

III.4.2.a charge permanentes

Tableau III.4.1: charge permanente du plancher courant à dalle pleine « **DTR B.C 2.2** »

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Mur simple	0,10	16,2	1,62
TOTAL				**7,07**

III.4.2.b charge d'exploitatation

Plancher à dalle pleine : Q = 2,5 KN/m^2 « D.T.R B.C.2.2 »

Balcon : Q = 3,5 KN/m^2 « D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 »

III.4.3 Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.4.2: Les actions sur la dalle pleine.

		G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
Plancher à dalle pleine	ELU	7,07	2,5	13,29
	ELS			9,57
balcon	ELU		3,5	14,79
	ELS			10,57

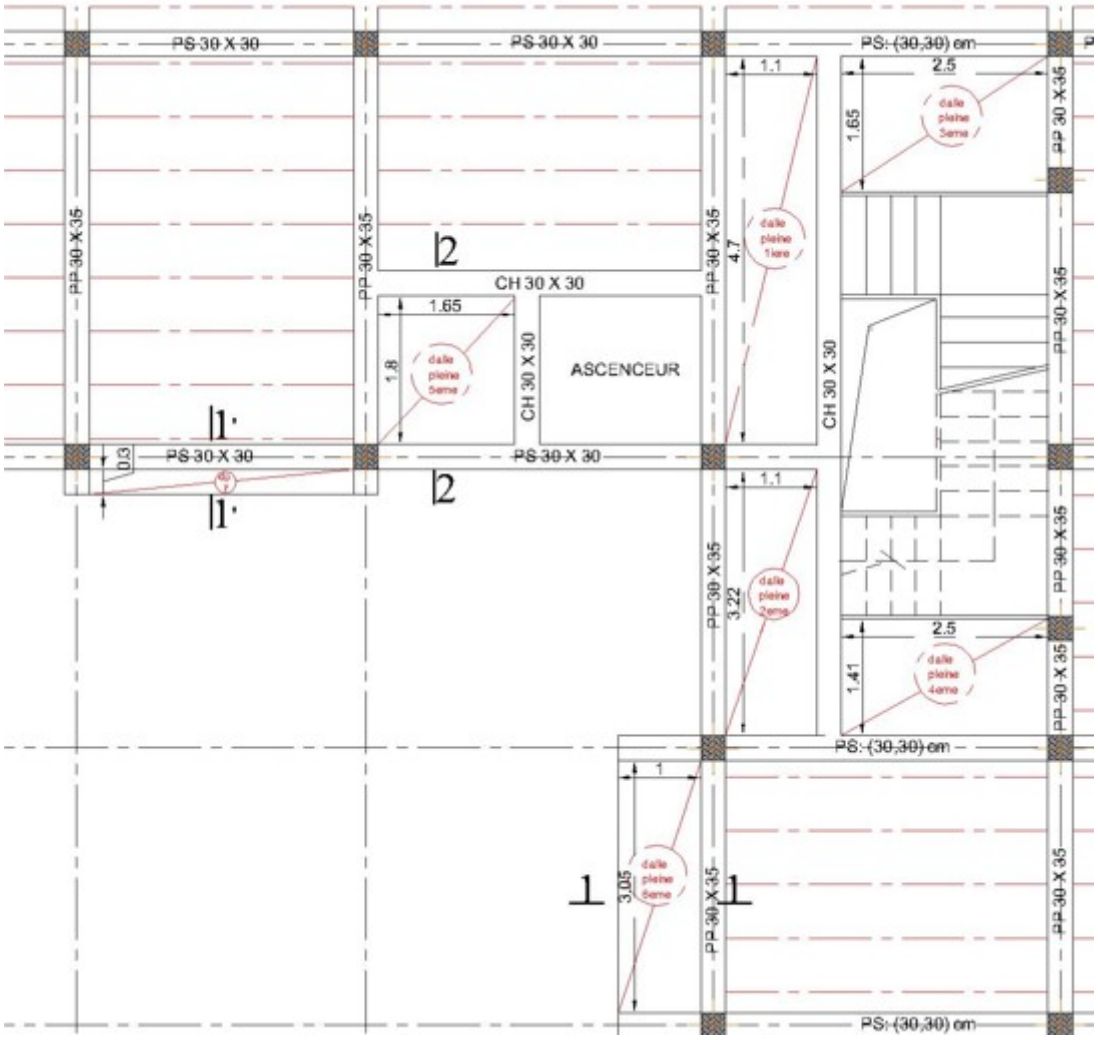


Figure III.4.1:Les positions des dalles pleines.

On distingue 2 types de dalles pleines :

- Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés ;
- Type2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 4 cotés.

III.4.4 Calcul du ferraillage

(Annexe c)

Tableau III.4.3: Sollicitations des dalles pleines.

les dalles pleines	M_u		M_{ser}		$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	direction.
1^{ier} Dalle pleine	2,14		1,59		0,23	La dalle travaille suivant une seule direction
2^{eme} Dalle pleine	2,02		1,49		0,34	La dalle travaille suivant une seule direction
3^{eme} Dalle pleine	M_x	M_y	M_x	M_y	0,66	La dalle travaillant suivant les deux directions
	2.94	1,10	2,18	0.82		
4^{eme} Dalle pleine	M_x	M_y	M_x	M_y	0,56	La dalle travaillant suivant les deux directions
	2,54	0,63	1,88	0,47		
5^{eme} Dalle pleine	M_x	M_y	M_x	M_y	0,92	La dalle travaillant suivant les deux directions
	1,75	1,44	1,29	1,07		
6^{eme} Dalle pleine	2,77		1,98		0,32	La dalle travaille suivant une seule direction
7^{eme} Dalle pleine	7,84		5,60		0,09	La dalle travaille suivant une seule direction

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau III.4.4: les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c= 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma}_s$ = 348 MPa

Les dalles travaillant suivant les deux directions:

$Øp \leq \frac{h}{10}$ = 1,5 cm On adopte alors Øx= Øy=12 mm

dx = h-e - $\frac{Ø}{2}$ =12,90 cm و dy = dx- $\frac{(Ø_x+Ø_y)}{2}$ =11,70 cm

Tableau III.4.5: Calcul des sections des dalles pleines.

		M_u (kN.m)		μ	β	A (cm^2)	A′ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
1^{ier} Dalle pleine	Travée	1,82		0,008	0,996	0,42	0	**7HA8=3,52**
	Appuis	1,07		0,005	0,998	0,25	0	**7HA8=3,52**
2^{eme} Dalle pleine	Travée	1,71		0,007	0,997	0,39	0	**7HA8=3,52**
	Appuis	1,27		0,006	0,997	0,29	0	**7HA8=3,52**
3^{eme} Dalle pleine	Travée	M_x (kN.m)	2,50	0,011	0,994	0,58	0	**7HA8=3,52**
		M_y (kN.m)	0,94	0,004	0,998	0,22	0	**7HA8=3,52**
	Appuis	M_x (kN.m)	1,47	0,007	0,997	0,34	0	**7HA8=3,52**
		M_y (kN.m)	0,55	0,002	0,999	0,13	0	**7HA8=3,52**
4^{eme} Dalle pleine	Travée	M_x (kN.m)	2,16	0,010	0,995	0,50	0	**7HA8=3,52**
		M_y (kN.m)	0,54	0,002	0,999	0,12	0	**7HA8=3,52**
	Appuis	M_x (kN.m)	1,27	0,006	0,997	0,29	0	**7HA8=3,52**
		M_y (kN.m)	0,32	0,001	0,999	0,07	0	**7HA8=3,52**
5^{eme} Dalle pleine	Travée	M_x (kN.m)	1,48	0.007	0,997	0,34	0	**7HA8=3,52**
		M_y (kN.m)	1,23	0,006	0,997	0,28	0	**7HA8=3,52**
	Appuis	M_x (kN.m)	0,87	0,004	0,998	0,20	0	**7HA8=3,52**
		M_y (kN.m)	0,72	0,003	0,999	0,17	0	**7HA8=3,52**
6^{eme} Dalle pleine	Travée	2.77		0.012	0.994	0.64	0	**7HA8=3,52**
	Appuis	1.39		0.006	0.997	0.32	0	**7HA8=3,52**
7^{eme} Dalle pleine	Travée	7.84		0.035	0.983	1.84	0	**7HA8=3,52**
	Appuis	3.92		0.018	0.991	0.91	0	**7HA8=3,52**

- **Condition de non fragilité :**

En travées: $A = 3.52\ cm^2 \geq A_{min} = 1.50\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 3.52\ cm^2 \geq A_{min} = 1.50\ cm^2$ (Condition vérifiée)

III.5 Espacement

Tableau III.4.6: Espacement des dalles pleines.

	Travée	Appuis
St	15 cm	15 cm
$\overline{st}$	min (3h, 33cm) = 33cm	min (4h, 45cm) = 33cm
St < $\overline{st}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- **Armature de répartition**

Tableau III.4.7: Section d'armatures de répartition.

	$A_{rép}$ = A/4 (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{st}$ (cm)	St (cm) < $\overline{st}$ (cm)
1^{ier} Dalle pleine	0,88	7 Ø 8 = 3,52cm²	15	33	Condition vérifiée
2^{eme} Dalle pleine	0,88	7 Ø 8 = 3,52cm²	15	33	Condition vérifiée
6^{eme} Dalle pleine	0,88	7 Ø 8 = 3,52cm²	15	33	Condition vérifiée
7^{eme} Dalle pleine	0,88	3 Ø 8 = 1,51 cm²	12,5	33	Condition vérifiée

III.6 Vérifications

III.6.1 Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est peu nuisible

Tableau III.4.8: Vérification à l'E.L.S

		Mser (kN.m)		A (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
1^{ier} Dalle pleine	Travée	1,35		3,52	33,7	201,63	0,7	15	Condition vérifiée
	appuis	0,79		3.52	19,7	201,63	0,4	15	Condition vérifiée
2^{eme} Dalle pleine	Travée	1,27		3,52	31,7	201,63	0,7	15	Condition vérifiée
	appuis	0,75		3,52	18,7	201,63	0,4	15	Condition vérifiée
3^{eme} Dalle pleine	Travée	M_x	1,85	3,52	46,1	201,63	1,0	15	Condition vérifiée
		M_y	0,70	3,52	17,5	201,63	0,4	15	Condition vérifiée
	appuis	M_x	1.09	3,52	27,2	201,63	0,6	15	Condition vérifiée
		M_y	0,41	3,52	10,2	201,63	0,2	15	Condition vérifiée
4^{eme} Dalle pleine	Travée	M_x	1,60	3,52	39,9	201,63	0,9	15	Condition vérifiée
		M_y	0,40	3,52	10,0	201,63	0,2	15	Condition vérifiée
	appuis	M_x	0,94	3,52	23,5	201,63	0.5	15	Condition vérifiée
		M_y	0,23	3,52	5,7	201,63	0.1	15	Condition vérifiée
5^{eme} Dalle pleine	Travée	M_x	1,10	3,52	27,4	201,63	0,6	15	Condition vérifiée
		M_y	0,91	3,52	22,7	201,63	0,5	15	Condition vérifiée
	appuis	M_x	0,65	3,52	16,2	201,63	0,4	15	Condition vérifiée
		M_y	0,54	3,52	13,5	201,63	0,3	15	Condition vérifiée

La fissuration est préjudiciable

Tableau III.4.9: Vérification à l'E.L.S les balcons.

		Mser (kN.m)	A (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
6^{eme} Dalle pleine	Travée	1,98	3,52	49,1	201,63	1,1	15	Condition vérifiée
	appuis	0,99	3,52	24,6	201,63	0,6	15	Condition vérifiée
7^{eme} Dalle pleine	Travée	5,60	3,52	138,9	201,63	3,1	15	Condition vérifiée
	appuis	2,80	3,52	69,5	201,63	1,6	15	Condition vérifiée

III.6.2 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III.4.10: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

	T(KN)		τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
1^{ier} Dalle pleine	7,19		0,058	1,16	Condition vérifiée
2^{eme} Dalle pleine	6,86		0,055	1,16	Condition vérifiée
3^{eme} Dalle pleine	T_y(KN)	9,06	0,072	1,16	Condition vérifiée
4^{eme} Dalle pleine	T_y(KN)	8,03	0,060	1,16	Condition vérifiée
5^{eme} Dalle pleine	T_y(KN)	8,26	0,066	1,16	Condition vérifiée
6^{eme} Dalle pleine	7.40		0,059	1,16	Condition vérifiée
7^{eme} Dalle pleine	2.22		0,018	1,16	Condition vérifiée

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.3 Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Tableau III.4.11: Vérification de flèche de la dalle.

	1^{ier} condition		2^{eme} condition	
1^{ier} Dalle pleine	0,14	0,03	0,003	0,005
	condition vérifiée		condition vérifiée	
2^{eme} Dalle pleine	0,14	0,02	0,003	0,005
	condition vérifiée		condition vérifiée	
3^{eme} Dalle pleine	0,09	0,04	0,003	0,005
	condition vérifiée		condition vérifiée	
4^{eme} Dalle pleine	0,11	0,04	0,003	0,005
	condition vérifiée		condition vérifiée	
5^{eme} Dalle pleine	0,09	0,01	0,003	0,005
	condition vérifiée		condition vérifiée	
6^{eme} Dalle pleine	0,15	0.06	0,003	0,005
	condition vérifiée		condition vérifiée	
7^{eme} Dalle pleine	0,50	0,42	0,003	0,005
	condition vérifiée		condition vérifiée	

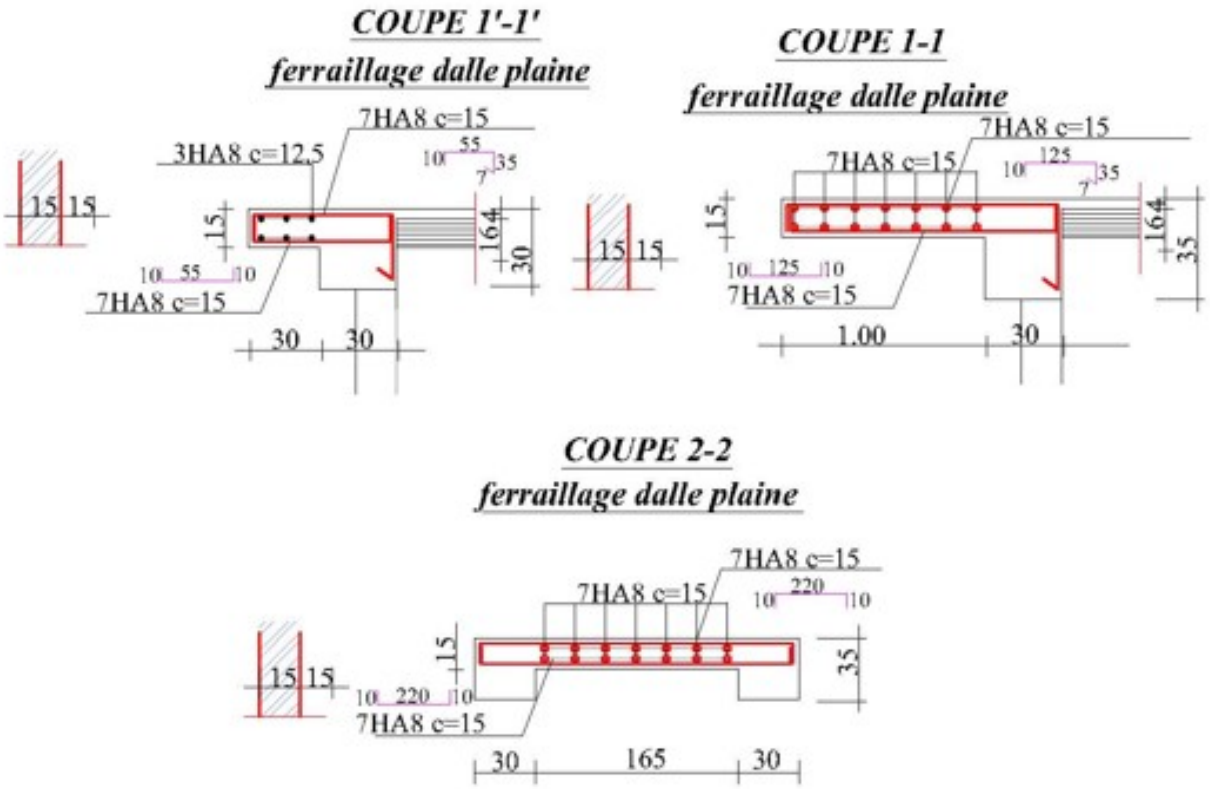


Figure III.4.2: Ferraillage des dalles pleines

III.5 Dalle machine

III.5.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.5.2 Prédimensionnement de la dalle

On a deux condition à vérifiées :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec L_x : La plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{max}=1,80m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors : $\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad \rightarrow \quad 4cm \leq e \leq 4{,}5cm$

- **Condition de L'E.N. A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : $e \geq 25cm$, donc on prend e = 25 cm.

III.5.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation

On a un seul type d'ascenseurs à étudier.

- **Charges permanentes**

Tableau III.5.1: Poids de la machine.

P (KN)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

- **Poids de la machine supportée**

$$q = \frac{\sum Pi}{S} = \frac{17300}{3,51} = 4928,77\ Kg/m^2 = 49,28 kN/m^2$$

- **Poids propre de la dalle** =0,25×25=6,25KN/m²
- **Charges d'exploitations**

Q = 650 kg /m² = 6,5 kN/m²

Q = 1,85 KN

Tableau III.5.2: Détermination des charges.

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
55,53	6,5	84,71	62,03

III.5.4 Détermination des sollicitations

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

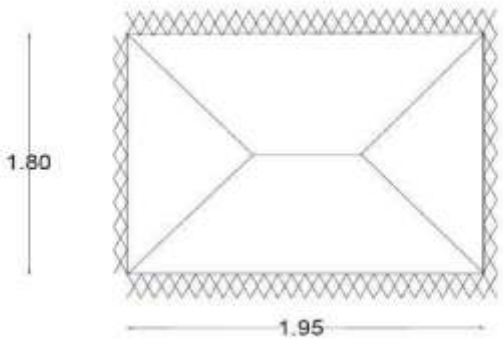


Figure III.5.1: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Tableau III.5.3: Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M(KN.m)		Mt(KN.m)	Max(KN.m)	**May(KN.m)**
ELU	0.213×P_u	18,40	18,40	9,025	18,40

Avec : $M_{Travée}$ = M, M M_{appui} =0.5M, M.

III.5.5 Calcul de ferraillage à L'ELU

Tableau III.5.4: Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y).

Dalle		Sollicitation à l'ELU		Section d'armatures calculées			
b	e	$M_{travée}$	M_{appui}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
100	25	18,40	18,40	2,70	0,00	0,00	2,70
Section d'armatures choisies							
A_{S1}		A_{S2}		A'_{S1}		A'_{S2}	
7HA10		7HA10		7HA10		7HA10	

III.5.6 Vérification des contraintes à L'ELS

Tableau III.5.5: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X**.**

M_{ser}(KN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	18,84	1,54	15	Condition vérifiée	19,26	19,26	201,63	Condition vérifiée
appui	-12,56	1,07		Condition vérifiée	12,84	12,84		Condition vérifiée

Tableau III.5.6: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y.

M_{ser}(KN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	22,11	22,11	15	Condition vérifiée	194,01	0,00	201,63	Condition vérifiée
appui	-12,56	1,07		Condition vérifiée	12,84	12,84		Condition vérifiée

III.5.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.5.7: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Dalle		T_u(KN)		T_{max}	T_{adm}	Vérifiée
b (cm)	e (cm)	Sens X	52,16	0,231	1,16	Condition vérifiée
100	3200	Sens Y	50,83	0,236	1,16	Condition vérifiée

III.5.8 Vérification de la flèche à L'ELS

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{180} = 0.14 \geq \frac{M_t}{20 \times M_t} = \frac{22.11}{20 \times 22.11} = 0.05$$

$$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{5.50}{100 \times 22.5} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$$

$$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{5.5}{100 \times 21.5} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$$

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

III.5.9 Vérification Poinçonnement

$$P \leq 0.045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : P =Max [P1……..P9]= P1 = 8400kg = 84KN

Uc = 2(u+v) ; Uc = 2a+2b+4h+8e ; (a = b = e = 0).

$$P = 84KN \leq 0.045 \leq (1000) \times (250) \times \frac{25}{1.5} = 187.5KN$$

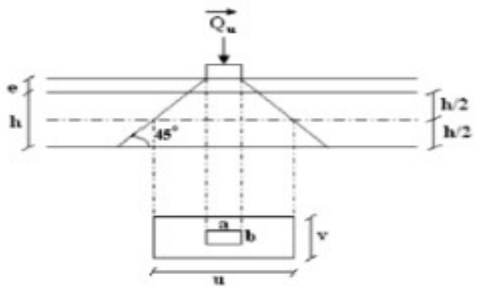


Figure III.5.2: Vérification de poinçonnement.

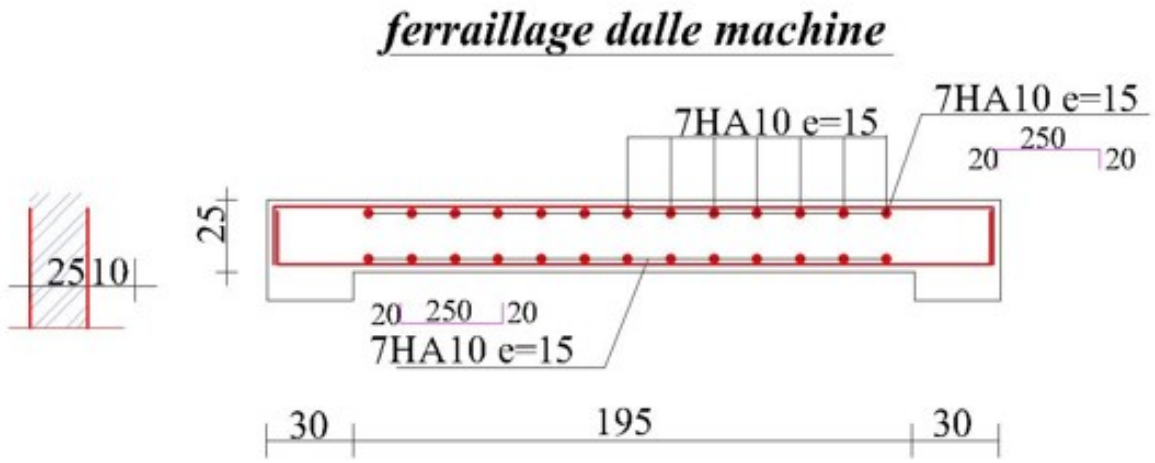


Figure III.5.3: Ferraillage de la dalle machine.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes «RPA99v2003».

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2 Disposition des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule « **SAP2000** des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

Comme le RPA imposé une certaines disposition de voiles afin de coutre carré la force sismique par leur inerties ce pendeur ou procède à distance les voiles a égales distance par rapport au axes de symétrie et cela nous permet d'équilibre la structure et de la rendre acceptable point de vue souplesse.

- **Les Dispositions des voiles proposées**

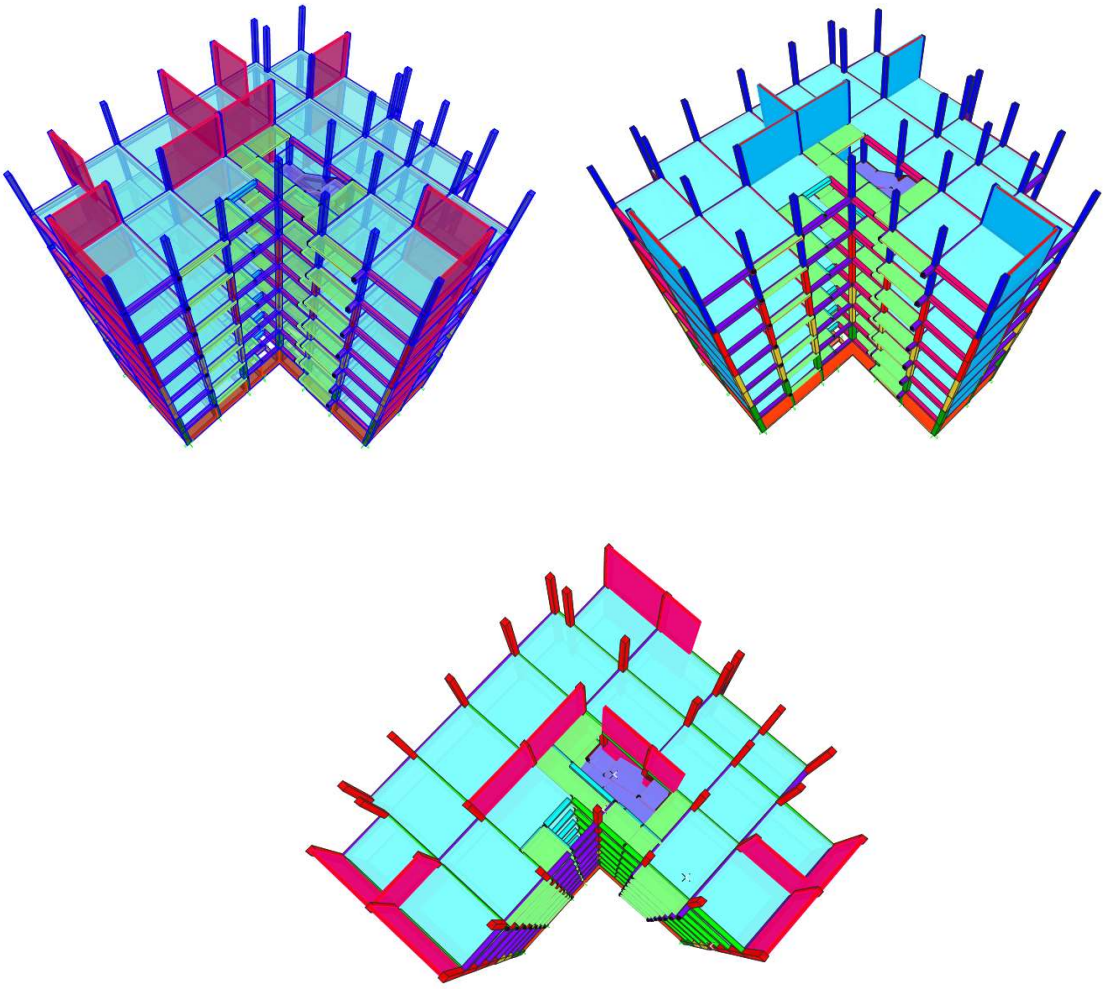


Figure IV.1: les dispositions des voiles proposées.

- **Meilleure Dispositions des voiles**

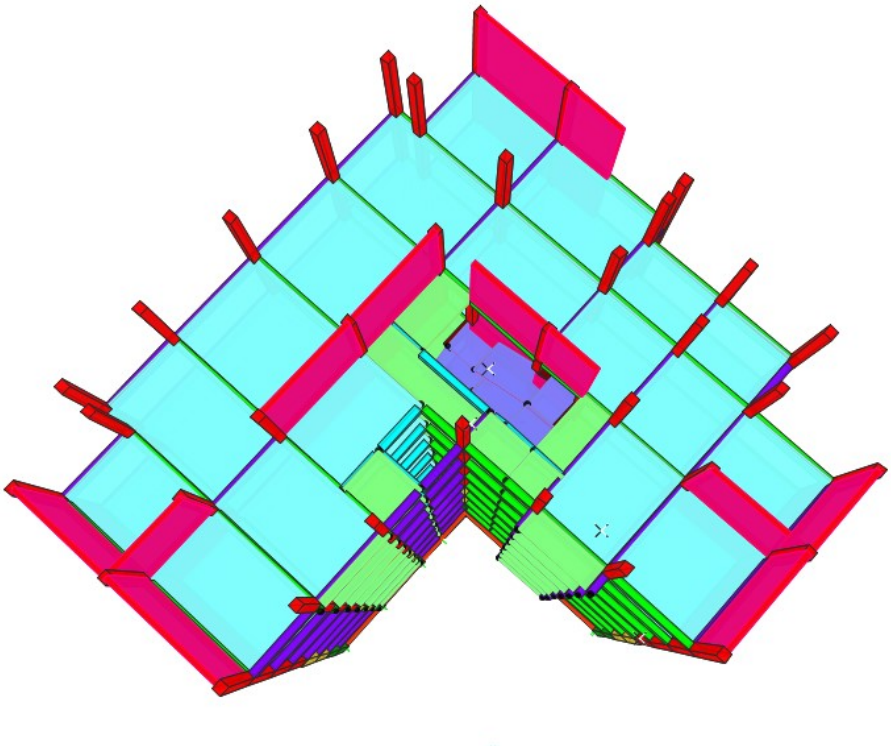


Figure IV.2: Disposition des voiles (vue en 3D).

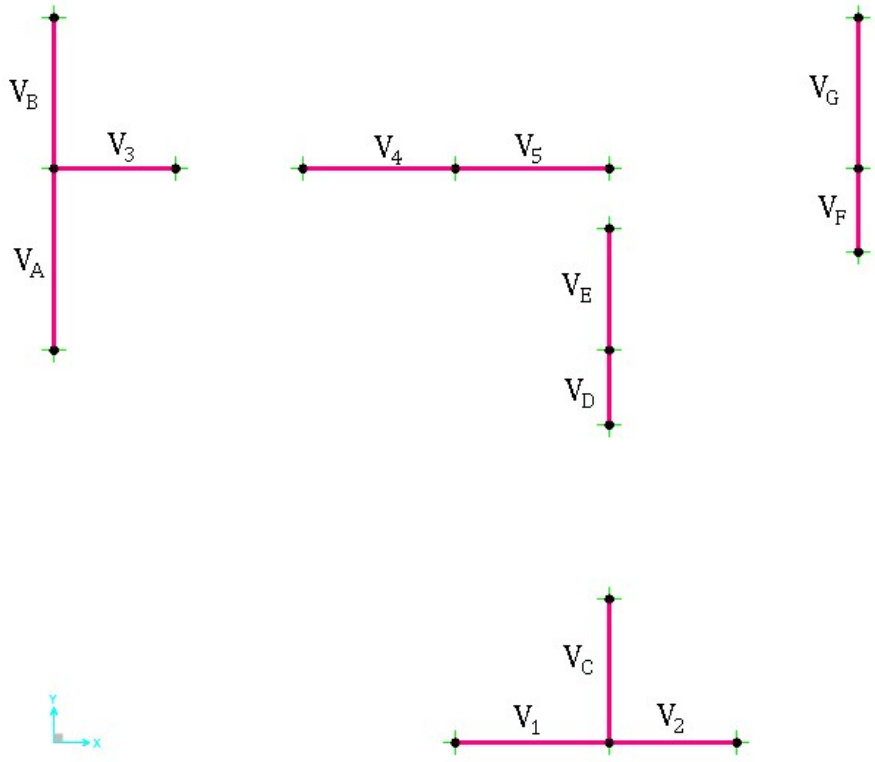


Figure IV.3: Disposition des voiles (vue en plan).

IV.3 Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 »

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situé en (zone III), appartient au (groupe d'usage A1) et dépasse le (8 mètres) en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale. Le RPA exige une disposition des voiles en conséquence.

IV.4 Modélisation «RPA99V2003 Article 4.3.2.B»

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3DDL), encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers.

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : « **SAP2000 v24.1.0 »**.

IV.5 Caractéristiques dynamiques

IV.5.1 Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées (infiniment rigide) au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…).

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum m_i . X_i}{\sum m_i} \\ Y_G = \dfrac{\sum m_i . Y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

IV.5.2. Centre de rigidité

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de rotation par rapport à axe vertical. Pour diminuer la

distance entre les deux axes qui présente une rotation du plancher par conséquent on envisage une disposition de refends en béton armé avec interaction des portiques comme système de contreventement.

$$\begin{cases} X_R = \dfrac{\sum K_{yi.} Y_i}{\sum K_{yi}} \\ Y_R = \dfrac{\sum K_{xi.} Y_i}{\sum K_{xi}} \end{cases}$$

Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité.

niveau (m)	Poids et centre de masse			Rigidités et centre de rigidité			
	Poids (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	$\sum K_x$ (N/m)	$\sum K_y$ (N/m)	X_R (m)	Y_R (m)
25,92	3945,213	11,967	12,275	93740	124600	14,035	13,658
22,68	4268,600	12,341	12,334	93740	124600	14,012	13,601
19,44	4280,324	12,343	12,334	93740	124600	13,998	13,548
16,20	4280,324	12,343	12,334	93740	124600	14,005	13,499
12,96	4333,038	12,351	12,333	93740	124600	14,059	13,472
9,72	4386,063	12,359	12,331	93740	124600	14,214	13,506
6,48	4445,806	12,367	12,330	93740	124600	14,688	13,820
3,24	5007,923	12,402	12,356	93740	124600	16,938	16,469

IV.5.3 Excentricité théorique et admissible « RPA99V2003 Article 3.5.1.a2»

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

  Longueur du bâtiment = 22.10 m

  Largeur du bâtiment = 21.15 m

- **Excentricité admissible :**

  Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.32 m

  Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.17 m

Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible.

niveau (m)	théorique+accidentelle		admissible		$E_X \leq \overline{E_X}$ $E_Y \leq \overline{E_Y}$ Vérification
	$E_X = \lvert X_R - X_G \rvert$ (m)	$E_Y = \lvert Y_R - Y_G \rvert$ (m)	$\overline{E_X}$=15%L_X (m)	$\overline{E_Y}$=15%L_Y (m)	
25,92	2,068	1,383	3,32	3,17	Condition vérifiée
22,68	1,671	1,267	3,32	3,17	Condition vérifiée
19,44	1,655	1,214	3,32	3,17	Condition vérifiée
16,20	1,662	1,165	3,32	3,17	Condition vérifiée
12,96	1,708	1,139	3,32	3,17	Condition vérifiée
9,72	1,855	1,175	3,32	3,17	Condition vérifiée
6,48	2,321	1,490	3,32	3,17	Condition vérifiée
3,24	4,536	4,113	3,32	3,17	Condition non vérifiée

Tant qu'il y a un niveau qui n'est pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière « RPA99v2023 Article 3.5.1»

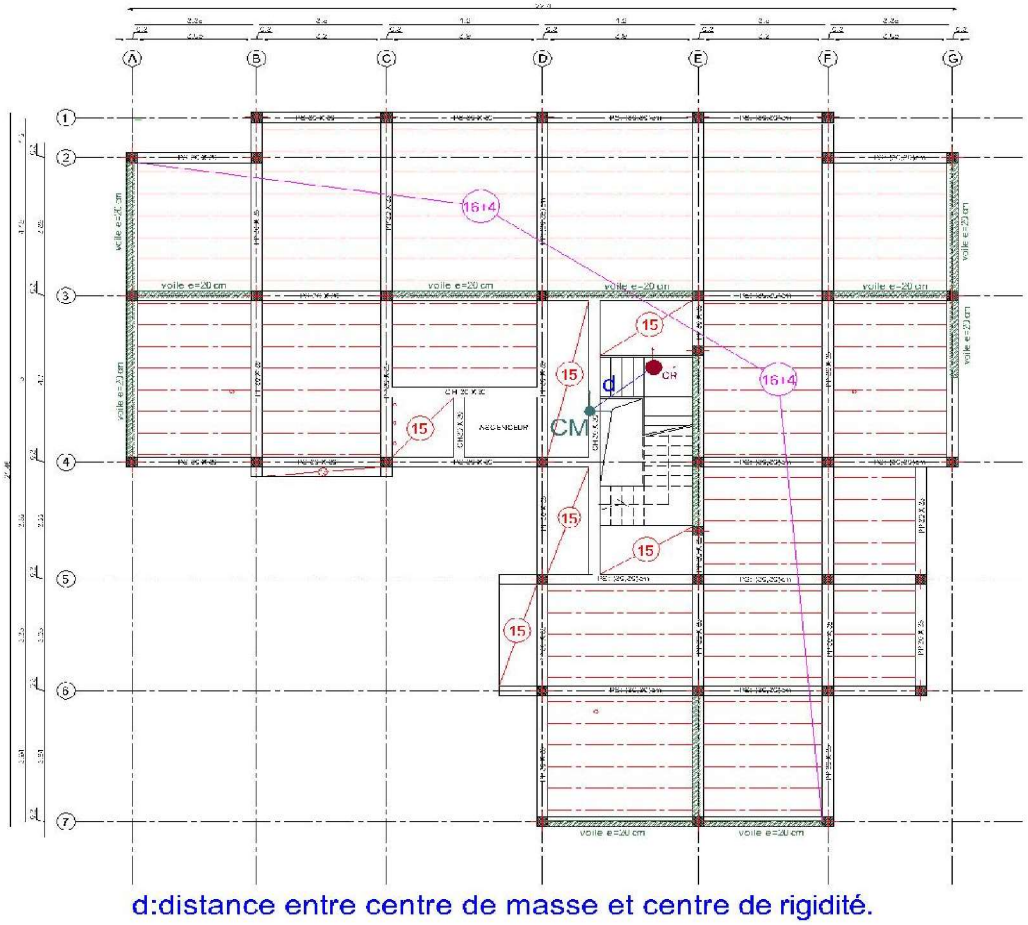


Figure IV.4: Position du Centre de masse et centre de rigidité.

IV.5.4 Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 »

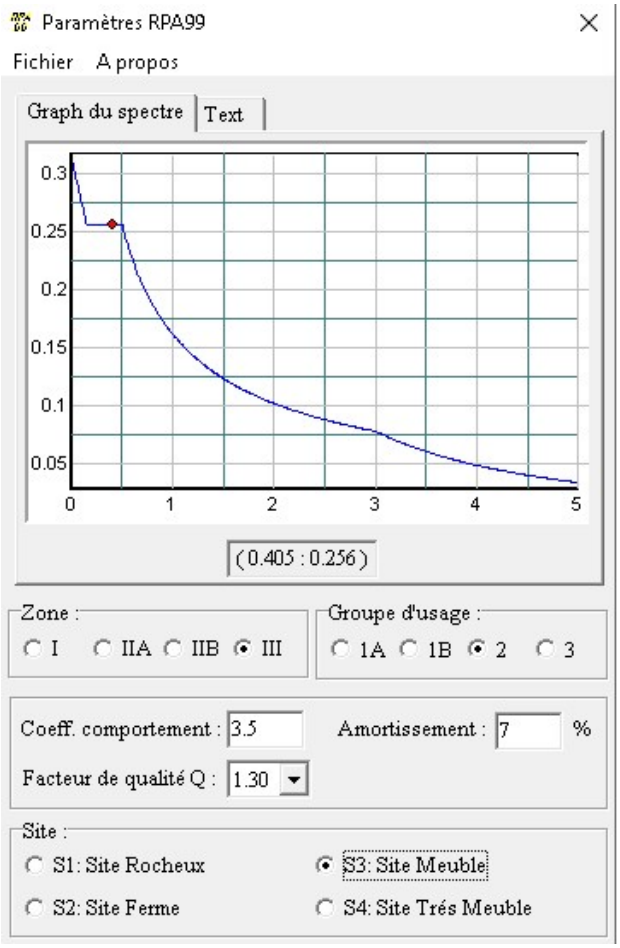


Figure IV.5: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

IV.5.4.a. Coefficient d'accélération A «RPA99 Version 2003 Tableau 4.1»

Tableau IV.3: Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0.40	0.30	**0.25**	0.18

IV.5.4.b. Facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ $\xi = 7\%$ **«RPA99Version 2003 Tableau 4.2»**

Avec remplissage dense → η = 0,882

IV.5.4.c. facteur de qualité Q «RPA99Version 2003 Tableau 4.4»

Le facteur de qualité est égal à l'unité additionné à la somme de six pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1 + 0{,}15 = 1{,}30$$

$$Q_y = 1 + 0{,}15 = 1{,}30$$

IV.5.5. Justification du coefficient de comportement « RPA99 Version 2003 Tableau 4.3.A.2»

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :

R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

- **Suivant l'axe (X)**

Tableau IV.5: Justification du coefficient du comportement suivant (X).

niveu (m)	sollicitations dues aux charges verticales			sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz/poteau	Nz /voiles	Ti x (KN)	Tx	Tx /voiles
25,92	3647,894	2498,771	1149,123	1497,595	0,000	1497,595
22,68	7247,372	4959,199	2288,173	2636,054	0,000	2636,054
19,44	10789,655	7404,909	3384,746	3632,722	0,000	3632,722
16,20	14371,780	9893,201	4478,579	4431,493	0,000	4431,493
12,96	18380,352	13069,907	5310,445	5068,442	0,000	5068,442
9,72	22197,524	15853,962	6990,352	5891,922	0,000	5891,922
6,48	26574,314	19583,962	6990,352	5891,922	0,000	5891,922
3,24	27235,731	12223,971	15011,76	6109,799	0,000	6109,799

Tableau IV.6: Justification du coefficient du comportement suivant (X) les Valeurs en pourcentage.

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales			sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz/poteaux (%)	Nz /voiles (%)	Ti x (KN)	Tx /poteaux	Tx /voiles (%)
25,92	100	68,499	31,501	100	0,000	100,000
22,68	100	68,428	31,572	100	0,000	100,000
19,44	100	68,499	31,370	100	0,000	100,000
16,20	100	68,838	31,162	100	0,000	100,000
12,96	100	71,108	28,892	100	0,000	100,000
9,72	100	71,421	28,579	100	0,000	100,000
6,48	100	73,695	26,305	100	0,000	100,000
3,24	100	44,882	55,118	100	0,000	100,000

- **Suivant l'axe (Y)**

Tableau IV.7: Justification du coefficient du comportement suivant (Y).

niveau	sollicitations dues aux charges verticales			sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz/poteau	Nz /voiles	Ti y (KN)	Ty	Ty /voiles
25,92	3624,138	2498,771	1125,367	1501,524	0,000	1501,524
22,68	7311,281	4959,199	2352,082	2646,774	0,000	2646,774
19,44	10989,488	7404,909	35,579	3583,260	0,000	358326,260
16,20	14673,424	9893,201	4780,223	4360,892	0,000	4360,892
12,96	18730,577	13069,907	5660,670	4993,322	0,000	4993,322
9,72	22585,935	15853,667	6732,268	5497,699	0,000	5497,699
6,48	26945,711	19583,962	7361,749	5868,318	0,000	5868,318
3,24	24868,597	12223,971	12644,62	6036,715	0,000	6036,715

Tableau IV.8: Justification du coefficient du comportement suivant (Y) les Valeurs en pourcentage.

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales			sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz/poteaux (%)	Nz /voiles (%)	Ti y (KN)	Ty /poteaux	Ty /voiles (%)
25,92	100	68,948	31,052	100	0,000	100,000
22,68	100	67,829	32,171	100	0,000	100,000
19,44	100	67,382	32,618	100	0,000	100,000
16,20	100	67,423	32,577	100	0,000	100,000
12,96	100	69,778	30,222	100	0,000	100,000
9,72	100	70,193	29,807	100	0,000	100,000
6,48	100	72,679	24,321	100	0,000	100,000
3,24	100	49,154	50,846	100	0,000	100,000

IV.5.6. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

❖ Analyse modal :

- Comportement modal.
- Participation massique (dissipation d'énergie).

❖ Analyse statique et dynamique :

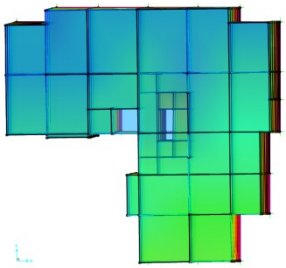
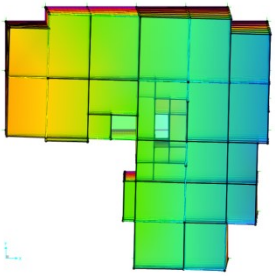
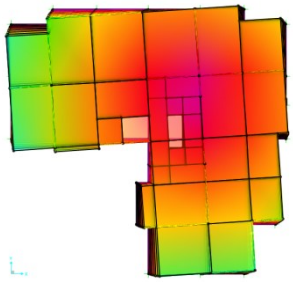
- Stabilité de la structure :
  - ➢ Vérification de la force sismique à la base.
  - ➢ Vérification de la stabilité au renversement.
  - ➢ Vérification du déplacement en tête.
  - ➢ Vérification des déplacements inter-étage.
  - ➢ Vérification de l'effet P-Δ.
- Résistance des éléments.
  - ➢ Vérification de la contrainte tangentielle de cisaillement des éléments.
  - ➢ Vérification des contraintes normales de compression.

IV.6. Résultats des analyses dynamiques

IV.6.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »

IV.6.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV.9: Comportement des trois premiers modes.

Mode	Mode 1 / T_1= 0,42 s	Mode 2 / T_2= 0,39 s	Mode 3 / T_3= 0,28 s
	participation massique (%)	participation massique (%)	participation massique (%)
suivant (X)	61,37	0,82	1,28
suivant (Y)	1,12	60,10	2,42
suivant (Z)	0,90	2,63	58,46
comportement			
	translation suivant (X)	translation suivant (Y)	rotation autour de (Z)

IV.6.1.2. Participation massique

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 d'après « RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a »

Tableau IV.10: Participation massique.

Mode	Période (sec)	Cumulé des masses modales effectives (%)		
		suivant (X)	suivant (Y)	Autour de (Z)
39	0.04	88,55	90,01	84.07
63	0.03	90,31	90,83	88,44
71	0.03	90,90	91,02	90,21

- **Commentaire**

La structure a dissipé moins de 90 % de l′énergie stockée au 71ème mode

- Le nombre des modes totales : **663 modes.**
- Le temps des modes totales : **9.80 sec.**
- Le nombre des modes retenus : **71 modes.**
- Le temps des modes retenus : **4,45sec.**

IV.6.2. Analyse statique et dynamique

IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 »

La résultante des forces sismiques à la base 'Ed' obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' :

$$\frac{Ed}{V} \geq 80\ \%$$

La force sismique totale 'V' doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3»:

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \ , \quad V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour: } T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

T2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T2 = 0.5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \qquad \xi = 7\%$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09\ h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 22{,}68}{\sqrt{22{,}45}} = 0{,}43 \quad ; \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 22{,}68}{\sqrt{21{,}51}} = 0{,}44$$

⇒ Dx = 2,205 ; Dy = 2,205

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5

Q : Facteur de qualité. Qx = Qy = 1,30

W : Poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} Wi$; $W_i = W_{Gi} + \beta\ W_{Qi}$ avec $\beta = 0{,}2$ « **RPA99v2003 Tableau 4.5** »

Tableau IV.11: Les valeurs de la force sismique.

A	Dx	Dy	Qx	Qy	R	W (KN)
0,25	2,205	2,205	1,30	1,30	3,5	37382,579

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V24.1.0 »

Vtx = 7654,083 kN, Vty = 7654,083 kN

Tableau IV.12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed (KN)	V (KN)	$\frac{Ed}{V}$	$\frac{Ed}{V} \geq 0{,}8$
Sens X	6162,648	7654,083	0,805	Condition vérifiée
Sens Y	6160,753	7654,083	0,804	Condition vérifiée

IV.6.2.2 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en

compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$$

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i \qquad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy} : Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$$F_{ix} = \frac{W_i . h_i}{\sum W_i . h_i} E_{dx} \qquad , F_{iy} = \frac{W_i . h_i}{\sum W_i . h_i} E_{ty}$$

h_i : La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$M_{sx}=W_i .X_G$, $M_{sy}=W_i.Y_G$

Avec :

$X_G.Y_G$: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.13: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
MR = Σ Mri = Σ hi.Fi		MS = Σ Msi = Σ XGi.Wi	
Mrx (kN.m)	117753,6806	Mry (kN.m)	116462,1613
Msx (kN.m)	459886,9405	Msy (kN.m)	-462292,37
Msx / Mrx	3,905499498	Msy / Mry	-3,96946411
$\frac{Msx}{Mrx} > 1{,}50$	Condition vérifiée	$\frac{Msy}{Mry} > 1{,}5$	Condition vérifiée

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.6.2.3 Vérification du déplacement en tête « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

Déplacement réel = R×Déplacement théorique (R× δ)

Déplacement admissible = $\frac{H}{250}$

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5

δ = déplacement théorique.

H = hauteur totale du bâtiment.

Tableau IV.14: Vérification du déplacement en tête.

Sens	δ (cm)	R	$R \times \delta$	H (m)	$\frac{H}{250}$	$R \times \delta \leq \frac{H}{250}$
X	1,74	3,5	6,09	22,68	9,072	Condition vérifiée
Y	1,07	3,5	3.75		9,072	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.6.2.4 Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

On doit vérifier les conditions suivantes :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau ki par rapport au niveau $ki-1$ (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage.

Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	H_e (m)	δ_x (cm)	R. δ_x (cm)	Δ_x (cm)	Δ_{adm}	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	εx ‰	$[\varepsilon]$ ‰	$\varepsilon x \leq [\varepsilon]$
22,68	3,24	1,7410	6,0936	0,946	3,24	Condition vérifiée	2,921	3,5	Condition vérifiée
19,44	3,24	1,4705	5,1470	0,982	3,24	Condition vérifiée	3,033	3,5	Condition vérifiée
16,20	3,24	1,1897	4,1641	0,993	3,24	Condition vérifiée	3,065	3,5	Condition vérifiée
12,96	3,24	0,9059	3,1709	0,961	3,24	Condition vérifiée	2,967	3,5	Condition vérifiée
9,72	3,24	0,6312	2,2094	0,874	3,24	Condition vérifiée	2,699	3,5	Condition vérifiée
6,48	3,24	0,3814	1,3350	0,734	3,24	Condition vérifiée	2,265	3,5	Condition vérifiée
3,24	3,24	0,1717	0,6009	0,514	3,24	Condition vérifiée	1,586	3,5	Condition vérifiée

Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau (m)	H_e (m)	δ_y (cm)	R. δ_y (cm)	Δ_y (cm)	Δ_{adm}	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	εx ‰	$[\varepsilon]$ ‰	$\varepsilon x \leq [\varepsilon]$
22,68	3,24	1,0728	3,7548	0,609	3,24	Condition vérifiée	1,879	3,5	Condition vérifiée
19,44	3,24	0,8987	3,1457	0,621	3,24	Condition vérifiée	1,918	3,5	Condition vérifiée
16,20	3,24	0,7211	2,5241	0,614	3,24	Condition vérifiée	1,896	3,5	Condition vérifiée
12,96	3,24	0,5456	1,9096	0,580	3,24	Condition vérifiée	1,792	3,5	Condition vérifiée
9,72	3,24	0,3796	1,3287	0,515	3,24	Condition vérifiée	1,591	3,5	Condition vérifiée
6,48	3,24	0,2323	0,8130	0,420	3,24	Condition vérifiée	1,297	3,5	Condition vérifiée
3,24	3,24	0,1122	0,3927	0,289	3,24	Condition vérifiée	0,893	3,5	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments

IV.6.2.5.1. Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »

$$\tau \leq \bar{\tau} \qquad \tau = \frac{v_u}{b_0.d}$$

$$\bar{\tau} = Min\left[0{,}20 \times {}^{F_{c28}}/_{\gamma_b}\,; 5\ MPa\right] fissuration\ peu\ nuisible.$$

$$\bar{\tau} = Min\left[0{,}15 \times {}^{F_{c2}}\ /_{\gamma_b}\,; 4\ MPa\right] fissuration\ préjudiciable.$$

Tableau IV.17: Vérification du cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30× 40	260,8	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	2,32	4,35	Condition vérifiée
Poutre secondaire	30 × 35	108,34	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	1,11	4,35	Condition vérifiée
Poutre palière	30 × 30	33,557	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,41	4,35	Condition vérifiée
chainages	30 × 30	54,75	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	0,66	4,35	Condition vérifiée
longrines	30 × 30	7,521	1,35.G+1,5.Q	Fissuration préjudiciable	0,09	2,5	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.2.5.2. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »

D'appris « RPA99v2003 Article 3.4.b » On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times f_{c28} \qquad ro = \begin{cases} 0.075\ si & \lambda \geq 5 \\ 0.040\ si & \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times h}{i}$$

Tableau IV.18: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

Section (cm^2)	L (m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 45× 45	3,24	35,563	1,35.G+1,5.Q	0,185	1,875	Condition vérifiée
Poteau 40× 40	3,24	30,956	1,35.G+1,5.Q	0,206	1,875	Condition vérifiée
Poteau 35× 35	3,24	22,594	1,35.G+1,5.Q	0,199	1,875	Condition vérifiée
Poteau 30× 30	3,24	27,213	1,35.G+1,5.Q	0,330	1,875	Condition vérifiée

Tableau IV.19: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

Section (cm^2)	L (m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 45× 45	3,24	7,369	1,35.G+1,5.Q	0,039	1,875	Condition vérifiée
Poteau 40× 40	3,24	11,992	1,35.G+1,5.Q	0,080	1,875	Condition vérifiée
Poteau 35× 35	3,24	12,021	1,35.G+1,5.Q	0.106	1,875	Condition vérifiée
Poteau 30× 30	3,24	21,209	1,35.G+1,5.Q	0,257	1,875	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.2.5.3. Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|v_u|}{b.d}$$

Avec : Vu: L'effort tranchant ; b : l'épaisseur de voile ; d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau}$ = 0,2. fc28

a) Suivant l'axe (X)

Tableau IV.20: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X).

Direction	Voile	b (cm)	L (cm)	$\|v_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	V_1	20	420	1364,811	G+Q+Edx	1,805	5	Condition vérifiée
	V_2	20	350	1102,356	G+Q+Edx	1,750	5	Condition vérifiée
	V_3	20	335	961,307	G+Q+Edx	1,594	5	Condition vérifiée
	V_4	20	420	1536,009	G+Q+Edx	2,032	5	Condition vérifiée
	V_5	20	420	1543,018	G+Q+Edx	2,041	5	Condition vérifiée

b) Suivant l'axe (Y)

Tableau IV.21: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y).

Direction	Voile	b (cm)	L (cm)	$\|V_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens Y	V_A	20	500	1356,466	G+Q+Edy	1,507	5	Condition vérifiée
	V_B	20	415	1137,991	G+Q+Edy	1,523	5	Condition vérifiée
	V_C	20	394	864,176	G+Q+Edy	1,219	5	Condition vérifiée
	V_D	20	2,05	410	G+Q+Edy	1.111	5	Condition vérifiée
	V_E	20	335	768,282	G+Q+Edy	1,274	5	Condition vérifiée
	V_F	20	230	871,92	G+Q+Edy	2,106	5	Condition vérifiée
	V_G	20	415	1488,738	G+Q+Edy	1,993	5	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.2.6. Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteaux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit.

B_c: Section brute du béton.

Tableau IV.22: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Section (cm^2)	b (cm)	h (cm)	N_d (KN)	B_c (mm^2)	Combinaison	$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$
Poteau 45× 45	45	45	1121,086	184900	G+Q+Edx	0,243	Condition vérifiée
Poteau 45× 45	45	45	1260,096	184900	G+Q+Edy	0,273	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

IV.6.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »

L'effet de P-Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

Et la valeur de 'Vk' est calculée par la formule suivante :

$$V_k = \frac{P_k . h_i}{\sum P_k . h_i} . E_d$$

P_k : Poids du niveau "k" et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau "k".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k"

Tableau IV.23: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

h_i (m)	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	h_k cm	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
22,68	3946,857	1,741	1,073	1442,717	1442,427	324	0.015	0.009	Condition vérifiée
19,44	4270,194	1,470	0,899	1337,921	1337,510	324	0.014	0.009	Condition vérifiée
16,20	4282,163	1,189	0,721	1118,060	1117,716	324	0.014	0.009	Condition vérifiée
12,96	4282,163	0,905	0,546	894,447	894,172	324	0.014	0.008	Condition vérifiée
9,72	4334,646	0,631	0,380	679,058	678,849	324	0.012	0.007	Condition vérifiée
6,48	4387,326	0,381	0,232	458,207	458,066	324	0.011	0.007	Condition vérifiée
3,24	4447,363	0,171	0,112	232,239	232,167	324	0.010	0.007	Condition vérifiée

Commentaire :

L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure

IV.7 Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.24: Dimensionnement finales des éléments.

Eléments		Section initiale (cm^2)	Section choisie
Poutres Principales		30× 35	30× 40
Poutre secondaire		30× 30	30× 35
Poutre palière		30× 30	30× 30
chainages		30× 30	30× 30
longrines		30× 30	30× 30
Poteaux	5^{eme} ; 6^{eme} étage	30× 30	30× 30
	3^{eme} étage ; 4^{eme} étage	35× 35	35× 35
	1^{ier} ; 2^{eme} étage	40× 40	40× 40
	Sous-sol ; RDC	45× 45	45× 45

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

V. Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction

Le calcul de ferraillage sera fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Dans notre projet on a deux cas de poutres :

- cas ordinaire ;

- cas spécial (le cas spécial c'est des poutres situées axe (c ;1-3).

Tableau V.1: La section calculée et choisie d'armatures des poutres.

Elément	b× h (cm²)	M_t (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm²)	M_a (KN.m)	Combinaison	A_{s2} (cm²)
Poutres principales spéciale	30x40	71,190	1,35G+1,5Q	5,8	-148,105	1,35G+1,5Q	13,3
Poutres principales	30x40	58,75	1,35G+1,5Q	4,8	-96,19	1,35G+1,5Q	8,10
Poutres secondaires	30x35	63,112	G+Q+Edx	5,1	-75,106	G+Q-Edy	6,2
Poutres chainages	30x30	29,056	G+Q-Edy	2,7	-45,813	G+Q+Edy	4,4

Tableau V. 2: La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)
Poutres principales spéciale	5,8	13,3	3HA14+2chHA14=7,6	3HA14+5chHA16=14,67
Poutres principales	4,8	8,10	3HA14+1ch HA14=6,16	6HA14=9,24
Poutres secondaires	5,1	6,2	3HA12+2chHA12=6,79	3HA12+2chHA12=6,79
Poutres chainages	2,7	4,4	3HA12+1ch HA12= 4,52	3HA12+1ch HA12= 4,52

V.2.2 Vérification des contraintes a l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V. 3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Travée)

	$M_{t\,ser}$ (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutres principales spéciale	51,808	5,1	/	/	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres principales	42,948	7,9	201,6	82,2	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres secondaires	30,479	4,6	/	/	15	/	Condition vérifiée
Poutres chainages	2,7745	0,5	5,9	5,9	15	201,63	Condition vérifiée

Tableau V. 4: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Appui)

	$M_{a\,ser}$ (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutres principales spéciale	-107,97	9,9	/	/	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres principales	-70,488	12.9	201,6	135	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres secondaires	-31,789	4,7	/	/	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres chainages	-10,337	2,5	92 ,3	25,8	15	201,63	Condition vérifiée

- **Section minimale**

$Amin$ =0.5% $b.\ h$ (cm²) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »
$Section\ tendue$: $Atmin$ = 0.1% $b.\ h$ (cm²) « C.B.A93 Article B.6.4 »

Tableau V.5: Vérification de section d'armatures.

Elément	A_t (cm²)	A_a (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{t\,min}$ (cm²)	Vérification
Poutres principales	7,6	14,67	6,00	1,20	Condition vérifiée
Poutres principales spéciale	6,16	9,24	6,00	1,20	Condition vérifiée
Poutres secondaires	6,79	6,79	5,25	1,05	Condition vérifiée
Poutres chainages	4,52	4,52	4,50	0,90	Condition vérifiée

V.2.3 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :(Annexe B)

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:
$M_t = k * M_0$

K : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$, on prend : k=0,75

Tableau V.6: Vérification de flèche des poutres.

	1^{ier} condition		2^{eme} condition		3^{eme} condition	
Poutres principales	0,076	0,063	0,076	0,075	0,005	0,011
	condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	
Poutres principales spéciale	0,076	0,063	0,076	0,075	0.007	0,011
	condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	
Poutres secondaires	0,104	0,063	0,104	0,075	0.007	0,011
	condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	
Poutres chainages	0,131	0,063	0,131	0,075	0,005	0,011
	condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	

V.2.4 Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $FeE400$.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le RPA2003 : $\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2}\ Zone\ courante \end{cases}$

Selon le CBA93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}9 f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d, 40cm] \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0{,}4MPa \end{cases}$

Tableau V. 7: La section d'armatures transversales.

Elément	V_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$S_{adoptée}$ (cm)		A_t choisie (cm²)
			S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
Poutres principales spéciale	158,317	1,41	10	15	4Ø8=2,01
Poutres principales	146,369	1,30	10	15	4Ø8=2,01
Poutres secondaires	99,014	1,02	8	15	4Ø8=2,01
Poutres chainages	54,922	0,67	7	15	4Ø8=2,01

V.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.8: Vérification des contraintes de cisaillement.

	b× h (cm²)	V_{max} (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Poutres principales spéciale	30x40	158,317	1,35G+1,5Q	1,41	3,33	Condition vérifiée
Poutres principale	30x40	146,369	G+Q-Edy	1,30	3,33	Condition vérifiée
Poutres secondaires	30x35	99,014	G+Q-Edx	1,02	4,35	Condition vérifiée
Poutres chainages	30x30	54,922	G+Q+Edy	0,67	4 ,35	Condition vérifiée

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées

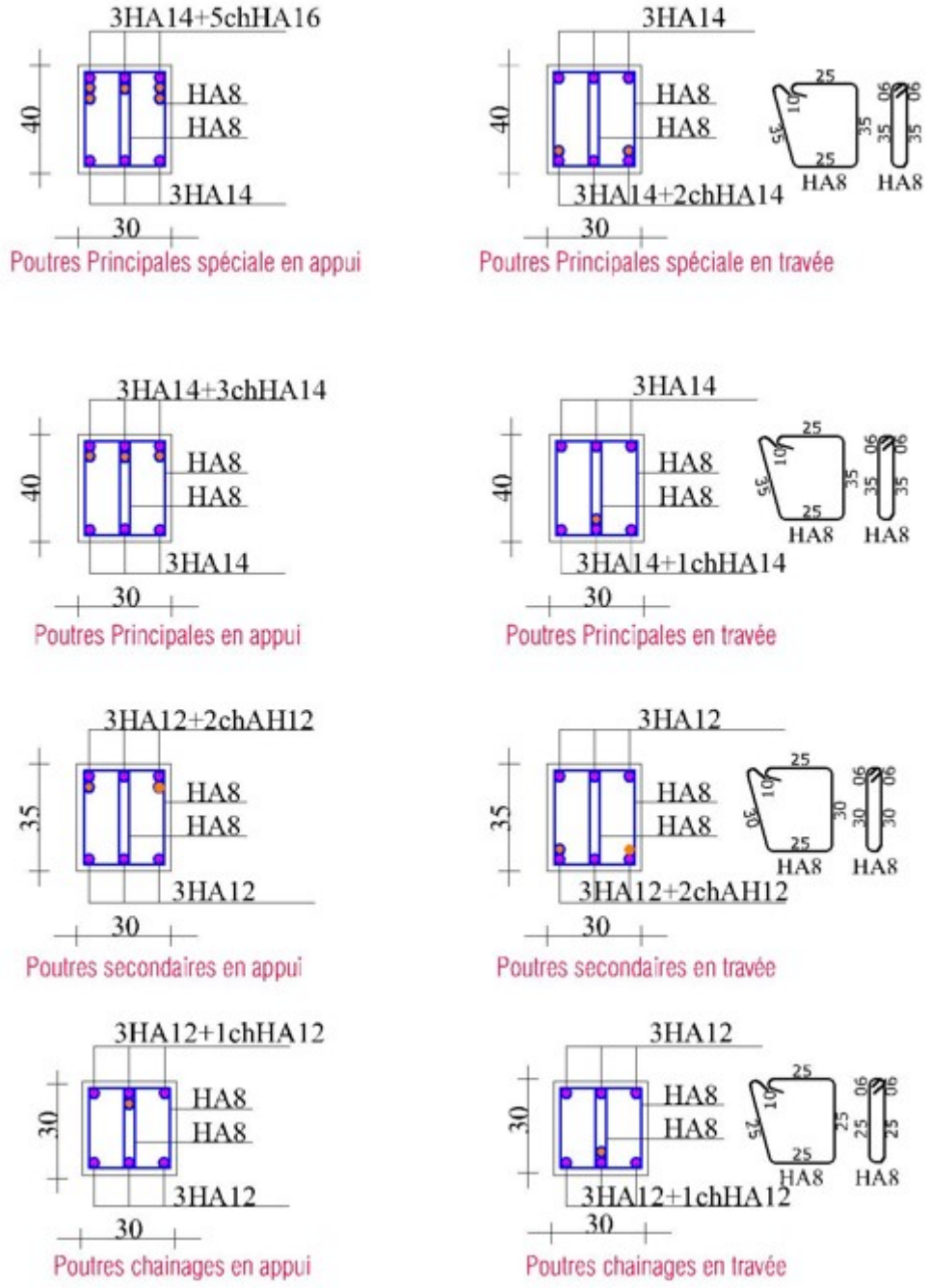


Figure V.5.1: Les sections des poteaux

V.3 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage sera fait en flexion composée déviée (N,M_x , M_y)

V.3.1 Armatures longitudinales

V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal

V.3.1.1.1 Selon le CBA93

$$A_l = min\begin{cases} 4cm^2\ par\ metre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\%\ \ Section\ béton\ comprimée \end{cases}$$

Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

V.3.1.1.2 Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 »

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \quad (Zone\ courant)$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

  $h' = Max\left[\frac{h_e}{6}, b_1; h_1; 60cm\right]$

  h_e: la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

Remarque

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans les tableaux suivant

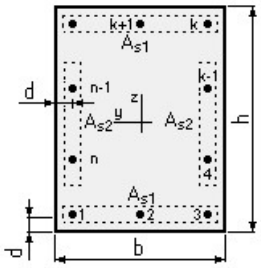


Figure V.5.1: Les sections des poteaux

Tableau V.9: La section d'armatures des poteaux.

Section (cm²)	Sollicitations						A_{calcul} (cm²)	A_{min} (RPA) (cm²)	A_t choisie (cm²)
45x45	N_{max}	-502,7	$M_{x\,cor}$	6,8	$M_{y\,cor}$	-2,4	7,20	18,22	12HA14 =18,47
	N_{min}	-1509,2	$M_{x\,cor}$	-45,3	$M_{y\,cor}$	-1,8			
	$M_{x\,max}$	54,7	$M_{y\,cor}$	-0,3	N_{corr}	-1424,8			
	$M_{y\,max}$	10,7	$M_{x\,cor}$	-4,5	N_{corr}	-1087.6			
40x40	N_{max}	-353,7	$M_{x\,cor}$	3,3	$M_{y\,cor}$	-7,6	6,40	14,40	4HA14+ 8HA12= 15,21
	N_{min}	-1303,4	$M_{x\,cor}$	-34	$M_{y\,cor}$	-7,6			
	$M_{x\,max}$	49	$M_{y\,cor}$	-0.003	N_{corr}	-980,4			
	$M_{y\,max}$	18,3	$M_{x\,cor}$	10,2	N_{corr}	-437,2			
35x35	N_{max}	-202,9	$M_{x\,cor}$	-0,4	$M_{y\,cor}$	-8,1	5,80	11,03	8HA14= 12,32
	N_{min}	-921,8	$M_{x\,cor}$	-23,5	$M_{y\,cor}$	-7,4			
	M_{xmax}	36,9	$M_{y\,cor}$	0,04	N_{corr}	-557,4			
	M_{ymax}	18,3	$M_{x\,cor}$	8,9	N_{corr}	-251,6			
30x30	N_{max}	-42	$M_{x\,cor}$	-2,9	$M_{y\,cor}$	-11,3	5,60	8,10	8HA12= 9,05
	N_{min}	-573,1	$M_{x\,cor}$	-19,2	$M_{y\,cor}$	-9,7			
	$M_{x\,max}$	55,3	$M_{y\,cor}$	36,3	N_{corr}	-393 ,9			
	$M_{y\,max}$	36,3	$M_{x\,cor}$	55,3	N_{corr}	-393,9			

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.10: Vérification des contraintes à L'ELS

Section (cm²)	Sollicitations						Contraintes (MPa)		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
							σ_b	σ_s	
45x45	N_{max}	-369,16	$M_{x\,cor}$	4,9	M_{ycor}	-1,8	1,9	26,8	Condition vérifiée
	N_{min}	-1107,1	$M_{x\,cor}$	-33,1	M_{ycor}	-1,3	6.1	88.2	
	M_{xmax}	39,9	$M_{y\,cor}$	-0,3	N_{cor}	-1043,7	6,4	88,9	
	M_{ymax}	-0,04	$M_{x\,cor}$	-44	N_{corr}	-1027,7	6.3	90,2	
40x40	N_{max}	-259,6	$M_{x\,cor}$	2,4	$M_{y\,cor}$	-5,6	1.9	25.8	Condition vérifiée
	N_{min}	-955,5	$M_{x\,cor}$	-24,8	$M_{y\,cor}$	-5,6	6.6	94.7	
	$M_{x\,max}$	35,7	$M_{y\,cor}$	-0,01	N_{corr}	-718,1	6,3	83,7	
	$M_{y\,max}$	13,3	$M_{x\,cor}$	7,5	N_{corr}	-320,8	3,1	40,5	
35x35	N_{max}	-148,9	$M_{x\,cor}$	-0,27	$M_{y\,cor}$	-5,9	1,6	20,8	Condition vérifiée
	N_{min}	-675,7	$M_{x\,cor}$	-17,1	$M_{y\,cor}$	-5,5	6,4	89,6	
	$M_{x\,max}$	26,7	$M_{y\,cor}$	0,03	N_{corr}	-408,3	5,6	70,6	
	$M_{y\,max}$	13,4	$M_{x\,cor}$	-0.02	N_{corr}	-184,5	2,6	33,0	
30x30	N_{max}	-30,84	$M_{x\,cor}$	-2,2	$M_{y\,cor}$	-8,3	3,0	29.3	Condition vérifiée
	N_{min}	-419,9	$M_{x\,cor}$	-13,9	$M_{y\,cor}$	-7,1	6.9	92.5	
	$M_{x\,max}$	16.9	$M_{y\,cor}$	17.04	N_{corr}	-288,4	6,2	74,3	
	$M_{y\,max}$	17.04	$M_{x\,cor}$	16,9	N_{corr}	-288,4	6,2	74,3	

V.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le « RPA99V2003 Article7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tu : Effort tranchant.
ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :
2,50 si : $\lambda \geq 5$
3,75 si : $\lambda < 5$; $\lambda = \frac{L_f}{i}$

t: est l'espacement des armatures transversales.

$$t = \begin{cases} 10\ cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset_l\right] \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diametre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\%\ \ si:\ \ \lambda > 5$

$0{,}8\ \% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\ \%\ \ si:\ \ 5 \geq \lambda \geq 3$

$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\ \%\ \ si:\ \ \lambda \leq 5$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :
$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow\ A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

Tableau V.11: La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm²)	Zone	t (cm)	$A_t ch$ (cm²)
Sous sol et RDC	45x45	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
1^{ier} et 2^{eme}	40x40	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
$3^{eme} et\ 4^{eme}$	35x35	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
$5^{eme} et\ 6^{eme}$	30x30	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01

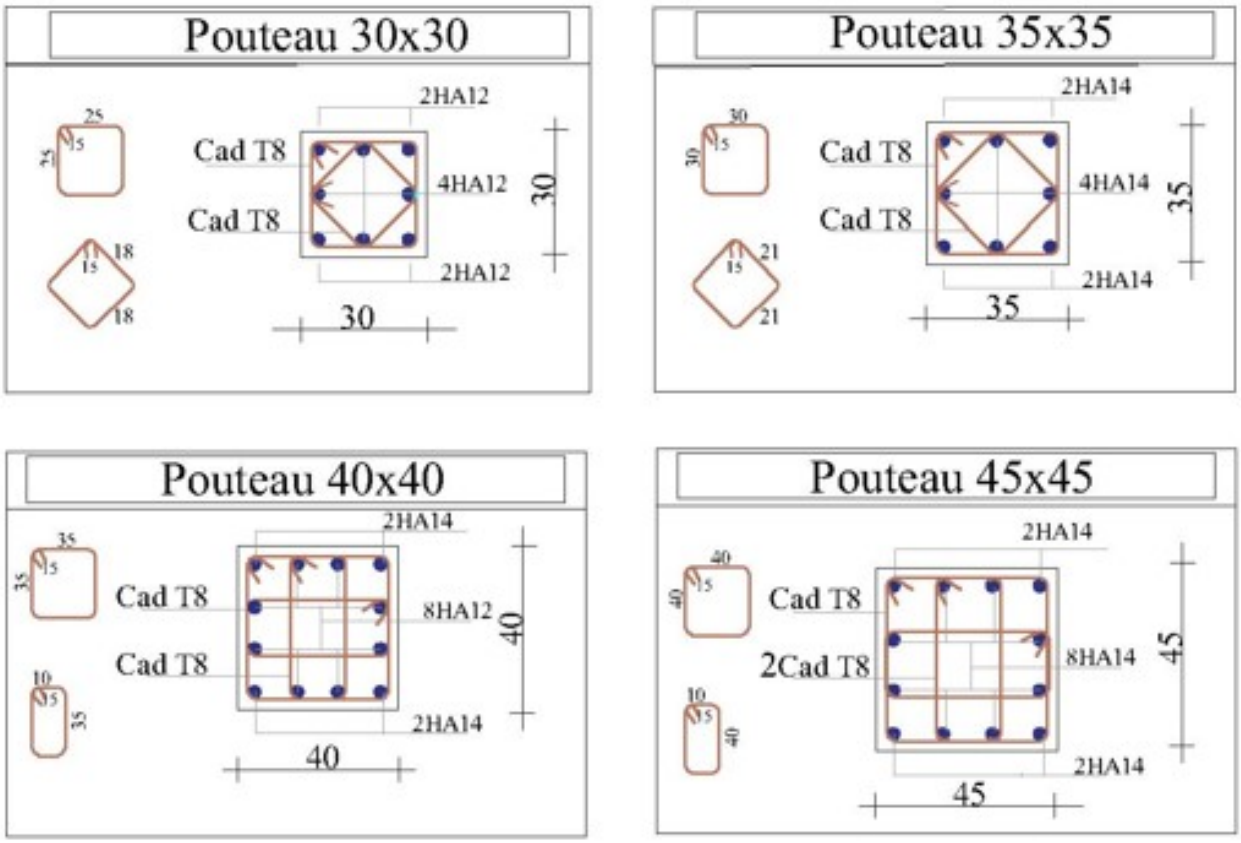


Figure V.5.3: Ferraillage les poteaux.

V.4 Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleines), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.

Section minimales et maximales

Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1

Av = 0,2%Bt	Bt: La section horizontale tendue de voile.
Av = 0,15%B	B: La section globale de voile.
Av = 0,1%Bc	Bc: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow Av \geq 0{,}1\%Bt$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant:

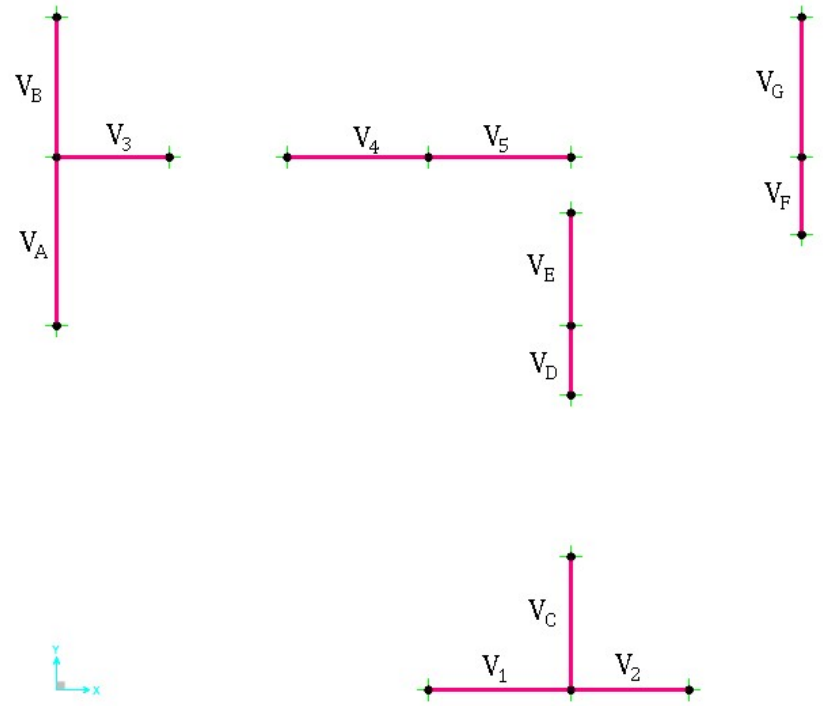


Figure V.1: Disposition des voiles (vue en plan).

Tableau V. 12: La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	L/10 (cm)	N (KN)	M (KN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)
V_A	500	20	50,00	4317,622	5030,405	S.P.C	10,00	0,00
V_B	415	20	41,50	1712,735	3588,441	S.P.C	8,30	0,00
V_c	394	20	39,40	2745,737	3283,237	S.P.C	7,88	0,00
V_D	205	20	20,50	583,134	952,884	S.P.C	5,69	0,00
V_E	335	20	33,50	2177,585	2300,502	S.P.C	6,70	0,00
V_F	230	20	23,00	3974 ,66	2273,877	S.P.C	4,60	0,00
V_G	415	20	41,50	1502,851	5530,431	S.P.C	8,30	0,00
V_1	420	20	42,00	4262,242	4637,995	S.P.C	8,40	0,00
V_2	350	20	35,00	1838,776	3178,452	S.P.C	7,00	0,00
V_3	335	20	33,50	2390,949	2929,196	S.P.C	7,10	0,00
V_4	420	20	42,00	1536,009	4898,687	S.P.C	14,21	0,00
V_5	420	20	42,00	1543,018	4964,615	S.P.C	14,57	0,00

S.P.C : Section partiellement comprimée.

Tableau V.13: La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{courante\ choisie}$ (cm^2)	st (cm)	$Av_{globale}$ (cm^2)
V_A	10,00	0,00	2x (5HA12)= 11,31	12	2x (14HA12)= 31,67	24	54,29
V_B	8,30	0,00	2x (4HA12)= 9,05	12,5	2x (14HA12)= 31,67	25	49,77
V_c	7,88	0,00	2x (4HA12)= 9,05	12	2x (14HA12)= 31,67	24	49,77
V_D	5,69	0,00	2x (4HA12)= 9,05	8	2x (11HA12)= 24,88	16	42,98
V_E	6,70	0,00	2x (4HA12)= 9,05	10	2x (14HA12)= 31,67	20	49,77
V_F	4,60	0,00	2x (4HA12)= 6,79	10	2x (11HA12)= 24,88	20	31,67
V_G	8,30	0,00	2x (4HA12)= 9,05	12,5	2x (14HA12)= 31,67	25	49,77
V_1	8,40	0,00	2x (4HA12)= 9,05	13	2x (14HA12)= 31,67	26	49,77
V_2	7,00	0,00	2x (4HA12)= 9,05	10	2x (15HA12)= 33,93	20	52,03
V_3	7,10	0,00	2x (4HA12)= 9,05	10	2x (14HA12)= 31,67	20	49,77
V_4	14,21	0,00	2x (7HA12)= 15,83	8	2x (22HA12)= 49,76	16	81,42
V_5	14,57	0,00	2x (7HA12)= 15,83	8	2x (22HA12)= 49,76	16	81,42

V.4.1.2.Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau V. 14: Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
V_A	1217,956	137,2341	1,24	15	18,1	201,63	Condition vérifiée
V_B	1129,338	-244,0081	1,37	15	18,76	201,63	Condition vérifiée
V_c	975,498	66,1432	1,24	15	17,69	201,63	Condition vérifiée
V_D	914,976	-16,8083	2,11	15	28,34	201,63	Condition vérifiée
V_E	1497,608	-16,5483	2,21	15	32,17	201,63	Condition vérifiée
V_F	610,165	82,2256	1,32	15	19,22	201,63	Condition vérifiée
V_G	1016,159	-185,6022	1,23	15	18,45	201,63	Condition vérifiée
V_1	1131,229	263,2844	1,36	15	20,63	201,63	Condition vérifiée
V_2	835,136	-124,6979	1,18	15	19,02	201,63	Condition vérifiée
V_3	825,171	106,8264	1,21	15	19,78	201,63	Condition vérifiée
V_4	2148,089	-6,6053	2,44	15	35,03	201,63	Condition vérifiée
V_5	2050,727	54,0889	2,34	15	33,60	201,63	Condition vérifiée

V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

$\tau = \frac{Vu}{b \times d}$; Vu=1,4× T

Tableau V. 15: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
V_A	500	20	1356,466	1,507	5	Condition vérifiée
V_B	415	20	977,608	1,309	5	Condition vérifiée
V_c	394	20	864,176	1,219	5	Condition vérifiée
V_D	205	20	410,108	1,111	5	Condition vérifiée
V_E	335	20	768,282	1,274	5	Condition vérifiée
V_F	230	20	871,92	2,106	5	Condition vérifiée
V_G	415	20	1488,738	1,489	5	Condition vérifiée
V_1	420	20	1356,466	1,356	5	Condition vérifiée
V_2	350	20	1102,356	1,102	5	Condition vérifiée
V_3	335	20	961,307	1,594	5	Condition vérifiée
V_4	420	20	1543,018	2,559	5	Condition vérifiée
V_5	420	20	1536,009	2,032	5	Condition vérifiée

V.4.1.4.Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.
Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\left\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15\%.a.h_e\right\}$$

Le calcul d'At et d'espacement se fait selon l'annexe E.

Tableau V. 16. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	$Av_{globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
V_A	54,29	36,19	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_B	49,77	33,18	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_c	49,77	33,18	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_D	42,98	28,65	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_E	49,77	33,18	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_F	31,67	21,11	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_G	49,77	33,18	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_1	49,77	33,18	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_2	52,03	34,69	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_3	49,77	33,18	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_4	81,42	54,28	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_5	81,42	54,28	13,5	2x (25HA12)=56,55

V.4.1.5.Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$,$\emptyset_v$

3, $\emptyset$v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile « RPA2003v99 Article 7.7.4.3 ».

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à 40.Ømax en zone III.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W % = 7,56 %)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ =20°)
- Le PH est proche de la neutralité. (8,14)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (0 %)
- Le taux de carbonates est moyen. (42 %)

VI.3 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1,8 bars** La profondeur d'ancrage de **2,00 m** par rapport au niveau du sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5 Calcule semelles isolées

VI.5 .1 Méthode de calcul

Les méthodes de calcule choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

Si cette condition vérifie

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique :

$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2+\sigma_1}{4} = \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3\times e_{0b}}{B})$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$.

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3\times e_{0b}}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Si on remplace A par :

$$A = (\frac{a}{b})\,B \Rightarrow \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3\times e_{0b}}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Il faut résoudre : $\left[(\frac{a}{b})\bar{\sigma}_{sol}\right]B^3 - N\times B - (3\times e_{0b}\times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[(\frac{a}{b})\bar{\sigma}_{sol}\right]A^3 - N\times A - (3\times e_{0b}\times N) \geq 0$$

- Diagramme trapézoïdale : Diagramme trapézoïdale : $[\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]\ B^3$-[N] B -[$3e_{0b}\times N$] ≥ 0 (même pour A)
- Diagramme triangulaire : $[1{,}995\frac{a}{b}\ \bar{\sigma}_{sol}]\ B^3$-[$3{,}99\times\frac{a}{b}\times e_{0b}\times\bar{\sigma}_{sol}$] B -[2 N] ≥ 0 (même pour A).

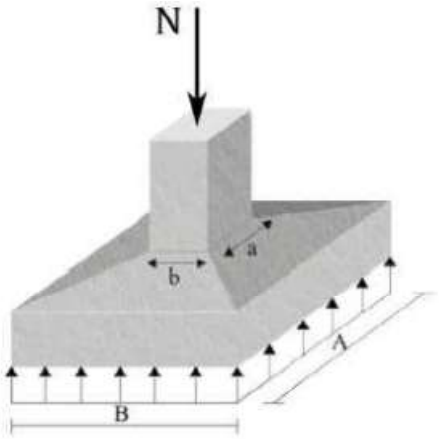


Figure VI.2: Semelle isolée.

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Section	a (cm)	b (cm)	N (KN)	M_X (KN.m)	M_y (KN.m)	Diagramme
S_1	45	45	996,36	0,08	3,06	Trapézoïdale
S_2	45	45	743,22	1,24	1,32	Trapézoïdale
Section	$A_{calculé}$ (m)	$B_{calculé}$ (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
S_1	2,35	2,35	2,40	2,40	54	55
S_2	2,03	2,03	2,10	2,10	44	45

VI.5.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

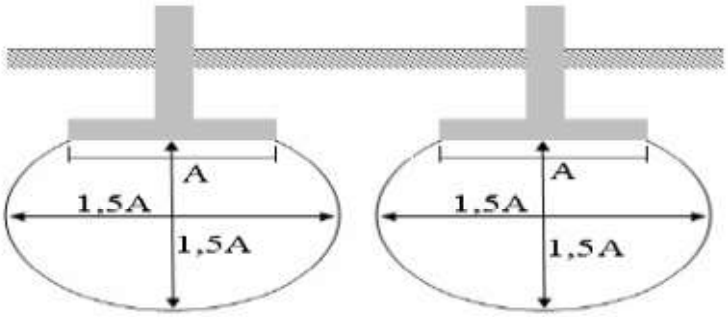


Figure VI.3: Les bulbes de pression sous la semelle.

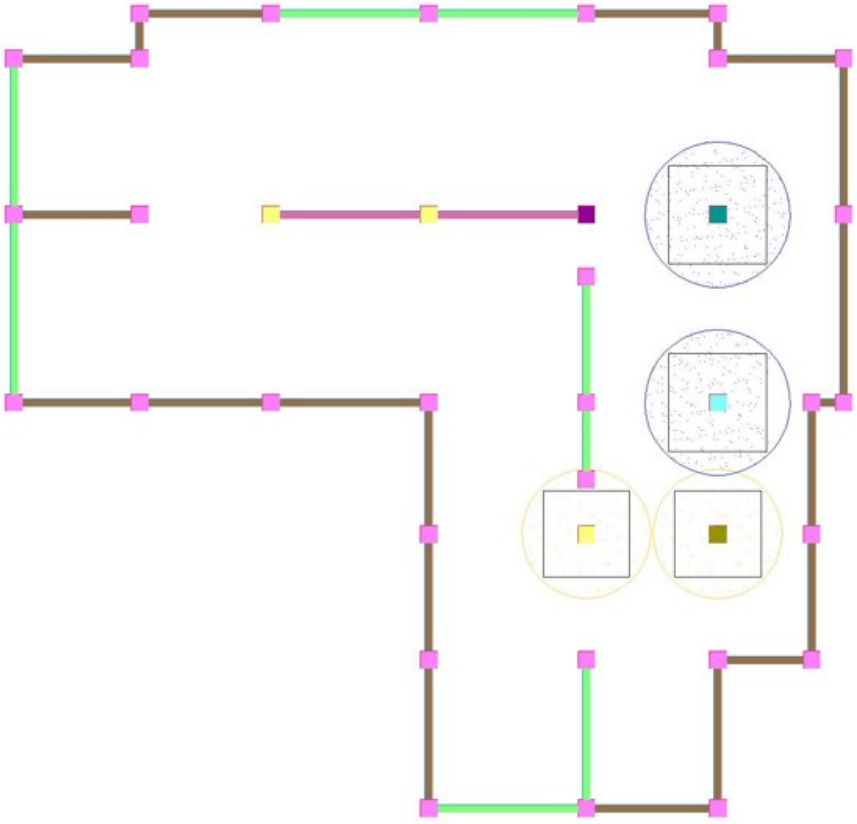


Figure VI.4: Les bulles de pression sous la semelle.

Remarque

D'après le Figure VI.4, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles au niveau de sous sol.

VI.6 Calcule des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

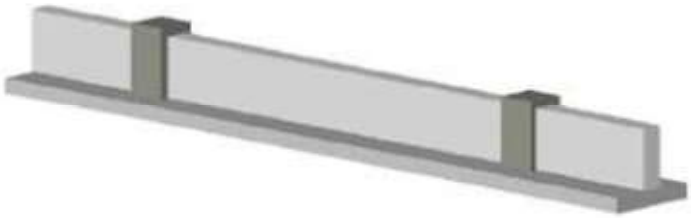


Figure VI.5: Semelle filantes sous voiles.

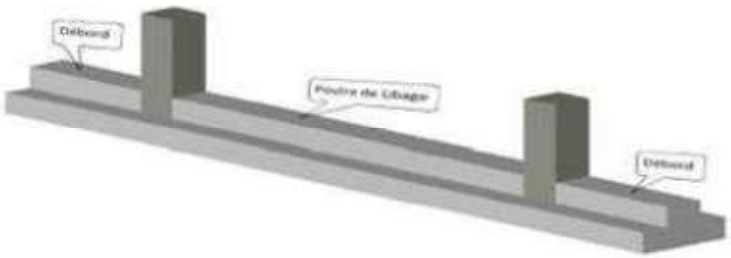


Figure VI.6: Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes

Tableau VI.8.1: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	N_{max} (KN.m)	M (KN)	e_0 (cm)	Distribution	B_{cal} (m)	B_{ad} (m)	h_{cal} (m)	h_{ad} (m)	σ (bars)
S_{fp}	996,36	3,06	0,31	Trapézoïdale	1,62	1,70	45,50	50	1,75
S_{fv}	992,22	19,47	1,64	Trapézoïdale	1,34	1,40	38,00	40	1,75
S_{fv}	1183,21	97,53	3,36	Trapézoïdale	1,42	1,50	40,05	45	1.76

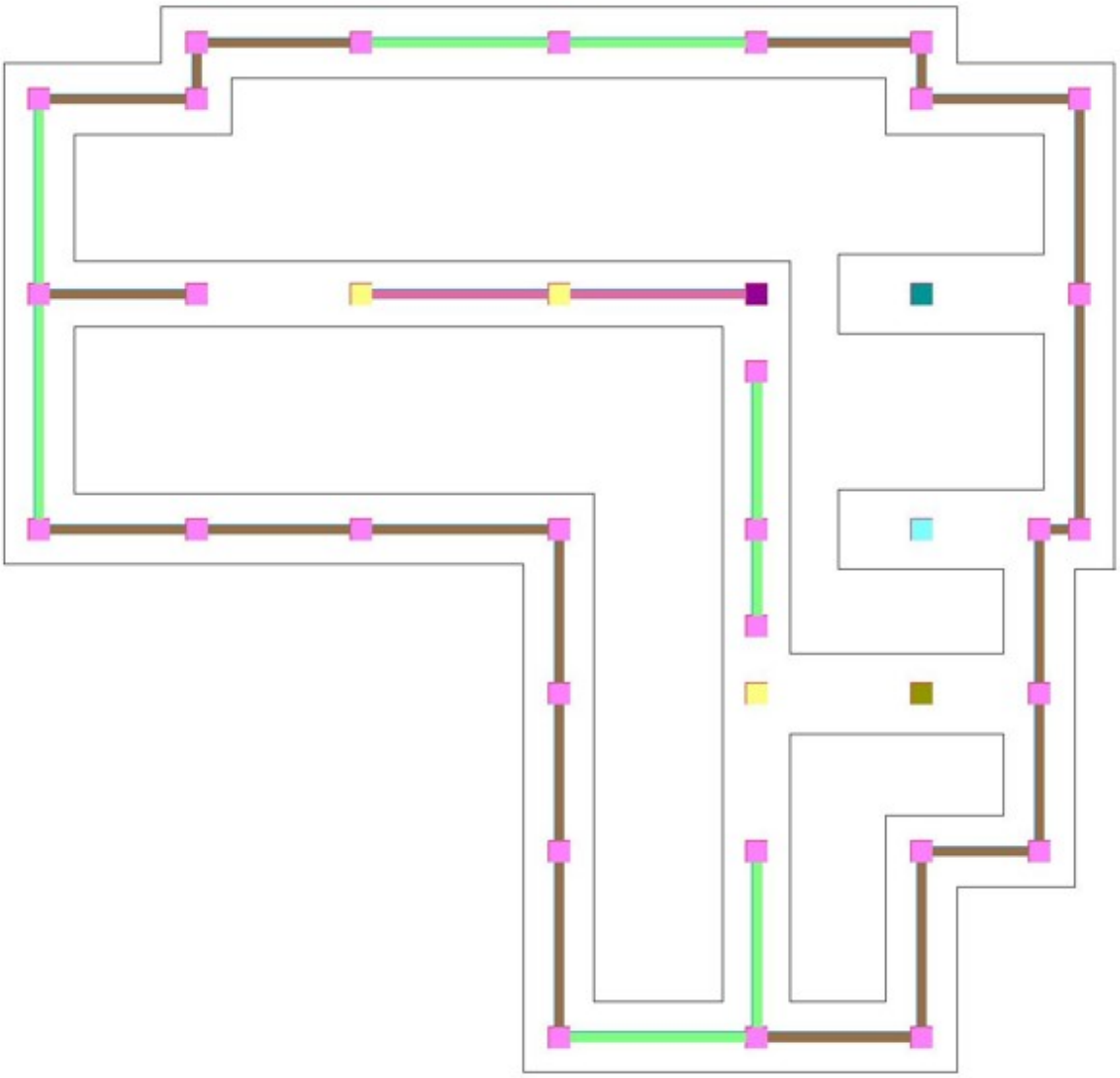


Figure VI.7: Schéma présenté les semelles filantes.

VI.6.2 Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI. 6. Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle	N_{ser} (KN)	$M_{ser\ cor}$ (KN.m)	$e_0\ (cm)$	B (m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	Vérification
S_{fp}	996,36	3,06	0,31	1,70	42,5	Condition vérifiée
S_{fv}	992,22	19,47	1,64	1,40	35,00	Condition vérifiée
S_{fv}	1183,21	7,95	3,36	1,50	37,5	Condition vérifiée

VI.6.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante

Tableau VI. 7. Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle	h (cm)	F_{Limite} (KN)	F_u (KN)	Vérification
S_f	40	1020	1366,61	Condition non vérifiée

- La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.

VI.6.4.Ferraillage des semelles filantes

VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

Tableau VI. 8: Choix de méthode de calcul.

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
S_f	1366,61	4,21	0,31	9,44	Des bielles
S_{fv}	1353,70	13,34	0,99	7,78	Des bielles
S_{fv}	1610,50	133,58	8,29	8,33	Des bielles

- Armatures principales

Tableau VI.10 : Ferraillages des semelles filantes

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
S_f	1366,61	3,43	1,70	13,30	13HA12=14,70	13,5
S_{fv}	1353,70	4,20	1,40	13,82	13HA12=14,70	11
S_{fv}	1610,50	5,00	1,50	21,18	19HA12=21,49	8

- Armature de répartitions

Tableau VI.11: Armature de répartition des semelles filantes

Semelle	A_b (cm^2)	B (m)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
S_f	14,70	1,70	6,25	14HA12=15,83	12
S_{fvc}	14,70	1,40	5,15	12HA12=13,57	12
S_{fvp}	21,49	1,50	8,06	12HA12=13,57	12

VI.7.Poutre de libage

VI.7.1.Dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Avec :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \; ; \; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

• E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).

• L : La plus grande travée dans la fille

• K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times I^4 \times k}{\pi^4 \times E}}$$

Tableau VI.12: Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (m)	$h_{p\ adopté}$ (m)	b_p (m)
	3,50	0,454	0,50	0,45

VI.7.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2 »

$$N_u \leq N_{Limite} = 0{,}045\ u_c \times h_p \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.13: Vérification de poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	N_{Limite} (KN)	N_u (KN)	Vérification
45x80	3000	1366,61	Condition vérifiée

- Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.7.3.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau}$ = min ($\frac{0{,}15 \times fc_{28}}{\gamma_b}$; 4 MPa) = 2,5 MPa…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.14: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Poutre de libage	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}\ (MPa)$	Vérification
45x80	398,140	1,48	2,50	Condition vérifiée

VI.7.4.Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1{,}35 \times \left(P_{semelle} + P_{poutre\ libage} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}\right)}{B \times L}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + \left(P_{semelle} + P_{poutre\ libage} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}\right)}{B \times L}$$

- ΣNi: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B \quad ; \quad F_{ELs} = \sigma_{ELS} \times B$$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans la travée longs).

Tableau VI.15: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Élément	σ_{ELU} (MPa)	σ_{ELs} (MPa)	F_{ELU} (KN/ml)	F_{ELs} (KN/ml)
Poutre de libage	3,53	2,62	600,1	445,4

VI.7.5.Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.16: Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de libage 45x80 (cm^2)	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
					Travée	Appui
	1523,99	1976,21	47,9	63,3	6HA16 +18chHA16= 48,15	6HA16 +26chHA16= 64,34

Sections minimale : A_{min} = 0,5% $b.h$ (cm^2) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

Section tendue : A_{tmin} = 0,1 % $b.h$ (cm²) « CBA93 Article B.6.4 »

VI.17: Vérification des contraintes à l'ELS

Élément	M_{Ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	1131,20	201,3	15	15	201,63	Condition vérifiée
Appuis	1466,76	201,3	15	15	201,63	Condition vérifiée

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau VI.18: Vérification des contraintes à l'ELS

Élément	M_{Ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	1131,20	12,4	174,4	15	201,63	Condition vérifiée
Appuis	1466,76	12,8	181,1	15	201,63	Condition vérifiée

VI.7.6.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau}$ = min ($\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa) = 2,5 MPa…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.19: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
Poutre de libage	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ $(MPa$	ZN (cm)	ZC (cm)	$\emptyset$ (mm)	A_t (cm^2)
45x110	1185,94	2,44	2,50	10	15	8	6HA8= 3,02

VI.7.7.Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B)

Tableau VI.25 : Vérifications préliminaire de la flèche.

1ier condition		2eme condition		3eme condition	
0,180	0,027	0,009	0,011	0,180	0,062
condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	

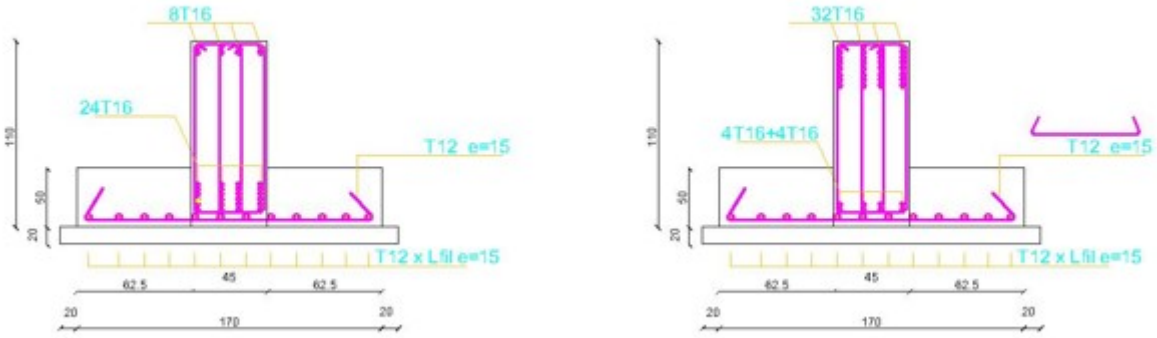


Figure VI.8: Ferraillage de poutre de libage.

VI.8.Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations dues au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux

Appui continue pour les murs double cloison

VI.8.1.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

Fu = $\frac{N_u}{\propto} \geq 20$ KN

α : (zone III / site 3) = 10 « RPA99VERSION2003 Article 10.1»

Avec : N égale a la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

Fu = $\frac{N_u}{10} = \frac{2377,019}{10} = 237,7019$ KN ; A = $\frac{F_u}{F_{e/\gamma_s}} = \frac{237,7}{400/1,15} = 6,83\ cm^2$

- **Choix des Armatures**

Section minimale: 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,30= 5,40 cm².

Tableau VI. 25: Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{calculé}$(cm²)
longrines	6,83	5,40	6HA14=9,24

VI.8.2Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

$F_{ser}= \frac{N_{ser}}{\propto}$,$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{Ach} < \bar{\sigma}_s$

Tableau VI.28 : Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a l'ELS		Contraintes normales (MPa)		Contraintes admissible (MPa)		Vérification
N_{ser}	α	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	
1107,085	10	/	119,81	/	201,3	Condition vérifiée

VI.9.FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau de sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3, 24m et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{3.24}{4.2}$ =0,77 > 0,4

Donc le panneau se travaille suivant les deux directions, on utilise la méthode des lignes du rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode

Forfaitaire (annexe D) pour le calcul des moments à l'ELS

VI.9.1.Calcul de la poussée des terres

$P_1 = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_\gamma \times h^2$ avec h = 3,24 m ; $K_\gamma = tan^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Tableau VI. 27. Tableau des données.

γ (KN/m^2)	K_γ	P_1 (KN/ml)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
19	0,49	48,87	65,97	48,87

VI.9.2.Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI. 28 : Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

Elément	M_u (KN.m)		Ep (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	St (cm)	Choix (cm^2)
Les armatures verticales (Sens x)	Travée	35,02	20	6,00	15	7HA12 =7,92
	Appuis	-12,36	20	2,10	15	7HA12 =7,92
Les armatures horizontales (Sens y)	Travée	19,38	20	3,30	15	7HA12 =7,92
	Appuis	-20,60	20	3,51	15	7HA12 =7,92

VI.9.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \; ; \qquad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau VI. 29. Vérification des contraintes normales de voile périphérique.

Elément	M_u (KN.m)		σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Les armatures verticales (Sens x)	Travée	25,94	2,9	164	15	201,63	Condition vérifiée
	Appuis	-9,16	1,0	57,9	15	201,63	Condition vérifiée
Les armatures horizontales (Sens y)	Travée	14,36	1,6	90,8	15	201,63	Condition vérifiée
	Appuis	-15,26	1,7	96,5	15	201,63	Condition vérifiée

VI.9.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier : $\tau \leq \tilde{\tau}$ $\qquad \tau = \frac{T_u}{b \times d} < \tilde{\tau} = \frac{0{,}07 \times fc_{28}}{\gamma_b}$; $T_{max} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$

Tableau VI.30. Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

b (cm)	h (cm)	T_U (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
100	20	76,77	0,44	1,16	Condition vérifiée

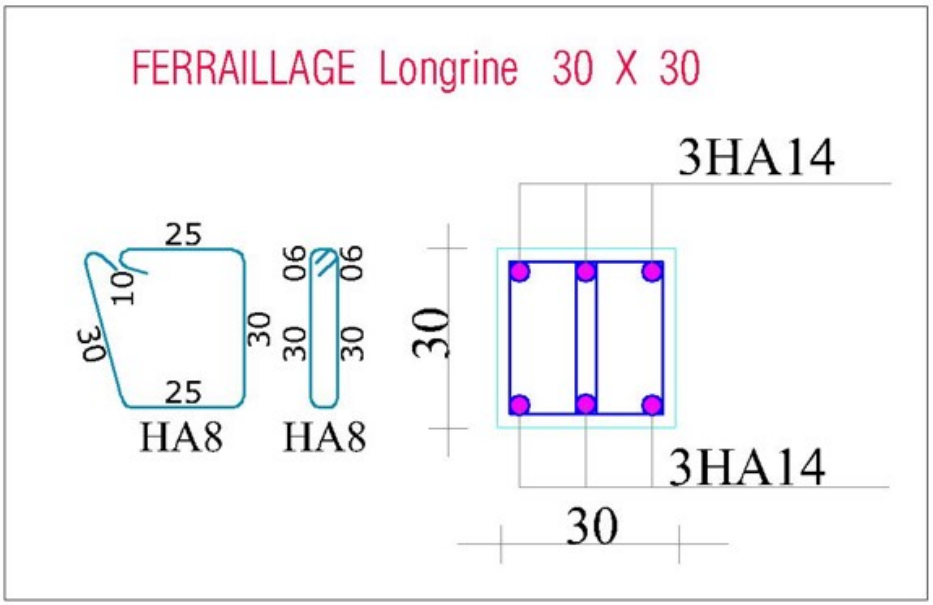


Figure VI.9: Ferraillage de longrine.

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement) en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.
- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,41 s et un nombre des modes élevé (71 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique.
- En ce qui concerne le ferraillage à cause de leur rôle porteur les poutres principales (30x40) cm² et poutres secondaires (30x35) cm², nous avons adopté les diamètres (HA14 et HA12).
- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.
- Finalement, pour l'infrastructure, les semelles filantes étaient le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

- Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$I_f = 1.1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0.02\ _{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure$\frac{1}{r_i}\ et\ \frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie $I_{fi} et\ I_{fv}$correspondant a $\lambda_i et\ \lambda_v$ et les modules de déformation longitudinale correspondants $E_i\ et\ E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} et\ \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fi}} et\ F_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & si\ L \leq 5m \\ \bar{f} \leq \frac{L}{500} + 0.5cm & si\ L \geq 5m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{\mathrm{h}}{\mathrm{I}} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{\mathrm{h}}{\mathrm{I}} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{\mathrm{A}}{\mathrm{b} \times \mathrm{d}} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k \times M_0$

K :est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

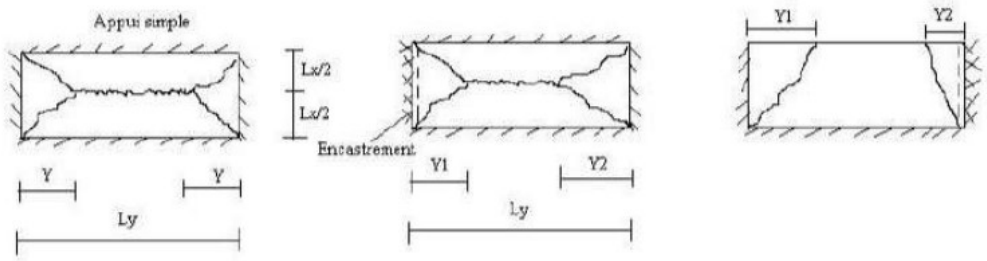
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

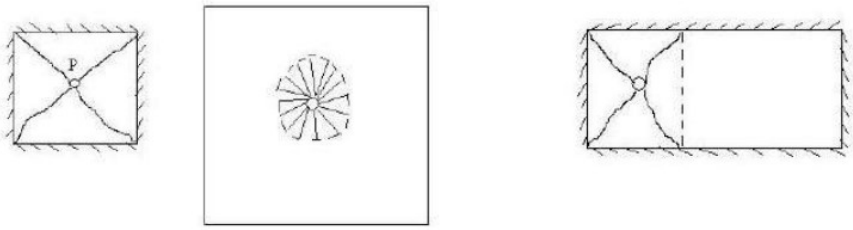
Un encastrement par un double hachuré

Exemples de fissuration de dalle

a) Cas des charges réparties



b) Cas des charges réparties concentrées



Le Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ Travaux\ Externes - \sum des\ Travaux\ Internes\ = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.F$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.I.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul côté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux côtés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$\mathrm{M}_{\boldsymbol{t}} = 0.8M_0$$

$$M_a = -0.5M_0$$

avec $M_0 = \frac{qL_x{}^2}{8}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x{}^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_x(appui\ de\ rive)$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x(appui\ intermédiaire)$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0.75M_x$$

$$M_{ty} = 0.75M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{I}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{I}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :
   Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 . d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$$a \leq Min[3h\ et\ 33cm]\ (charges\ uniformément\ réparties\ )$$

$$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](charges\ concentrées)$$

- Armatures de repartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$$a \leq Min\ [4h\ et\ 45cm](charges\ uniformément\ réparties)$$

$$a \leq Min[3h\ et\ 33cm](charges\ concentrées)$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x et\ \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$$

$$a \leq Min[2h\ et\ 22cm](charges\ concentrées)$$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}; \emptyset_{ty}; \emptyset_{ax} et\ \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$$

$$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](charges\ concentrées)$$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - (\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2})$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:
Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\right.$$

Avec :

$\emptyset_t$: *étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.*
$A_t = n_t \times a_t$

Est n_t : le nombre des barres transversales.
Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq Min\,[0.9d; 40cm] \quad et \quad \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4MPa \quad et\ S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k)}$$

Dans le cas de la flexion composée :$k = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c2}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend : $F_e = 400MPa$.

Pour les poutres :

$$\textbf{Selon le RPA2003} \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \quad zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad zone\ courante \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$2.50\ Si: \lambda \geq 5$$

$$3.75\ Si: \lambda < 5$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} 10cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

ϕ_l : : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad si \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad si: \ 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \quad si: \ \lambda \leq 3$$