REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie



Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Filière : Génie Civil Spécialité : Structures

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (Rez-de-chaussée+6étages) à Médea

---

Présenté par :

KESSEIR Adel

MOKHBAT Mohamed Amine

Proposé et Dirigé par :

DR.TOUZOUT Mohamed Amine

Promotion : 2020

REMERCIEMENT

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

Nous remercions vivement, notre promoteur : DR. TOUZOUT Mohamed Amine de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr. OULDTURKI, de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

À Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

ÀMa sœur.

À Mes frères

A toute la famille« KESSEIR» sans exception.

Je remercie mon ami MOKHBAT Med Amine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Mes amies : amine oussama nacer yacine hamza

À Tous mes collègues de 2émes année master génie civil.

Promotion 2019/2020.

Adel.

Dédicaces

Je rends grâce, à **mon Dieu** de m'avoir donnée la force, la volonté, l'intelligence et la sagesse d'être patiente dans mes études.

Je dédie ce travail à : mes **chers parents** qui m'ont beaucoup aidé ,et qui se sont sacrifiés pour mon bien et qui m'ont encouragé et soutenu le long de ma vie et durant mon cursus. Et a mon **grand père** qui nous a quitté a jamais.

A mes cheres sœurs : **Imene** , **Sarah , Abir , Maroua .**

A mon pote **Salim MOUHOUBI**, chez qui j'ai trouvé l'entente dont j'avais besoin, et toute sa famille.

A mon cher cousin **Wathik BETTAHER**, qu'a était mon ami d'enfance .

A mes chers amis : **Tarik** ,**Riadh** , **Fahd** , **Hocine** , **Adel** ,**ismail** Vous êtes les meilleures.

A mes camarades : **Adel** (binome) , **Oussama** , **Amine Aimene , Sidali** et A tous mes collègues de la promotion genie civil 2019/2020 ; ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, spécialement **Dr Ould-turki Benaissa** .

Et tous ceux qui m'estiment et pensent à moi .

MOKHBAT Med Amine.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي +ستة طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية المدية (بلدية المدية) المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة IIb).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج 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 بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (RDC+6étages) à usage habitation, destiné à réalisé dans la wilaya de Médea(médéa), cette région est classée dans la zone de moyen sismicité (IIb).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse (SAP2000 V 20).

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

Abstract

The purpose of This Project is a study of a reinforced concrete building (ground+6stories), with habitation, for realized in the city of Medea(medea), placed in the area of medium seismicity (Zone IIb).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads assured by a system (frame and Shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003.

The seismic analysis has been realized by the numerical method through the analysis software « Sap2000 V20».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION 1

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 1

I.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE 1

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment 1

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment 1

I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE 1

I.4.1. Classification de la zone 1

I.4.2. Classification du sol 1

I.4.3. Classification de l'ouvrage 2

I.4.3.1. Selon leur importance 2

I.4.3.2. Selon leur configuration 2

I.4.3.2.1. Régularité en plan 2

I.4.3.2.2. Régularité en élévation 2

I.4.3.3. Classification du système de contreventement 2

I.5. ELEMENTS DE L'OUVRAGE 2

I.5.1. Planchers 2

I.5.2. Maçonnerie 2

I.5.3. L'acrotère 3

I.5.4. Les escaliers 3

I.5.5. Infrastructure 3

I.6. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX 3

I.6.1. Le béton 3

I.6.2. Aciers 4

I.6.2.1. Types d'aciers 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. INTRODUCTION : 6

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 6

II.2.1. Planchers à corps creux : 6

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : 7

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2] 8

II.4.1. Charges permanentes : 8

II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) : 8

II.4.1.1.1. Plancher à corps creux : 8

II.4.1.1.2. Planche dalle pleine : 8

II.4.1.2. Plancher étage courant : 9

II.4.1.2.1. Plancher à corps creux : 9

II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine : 9

II.4.1.3. Maçonnerie : 9

II.4.1.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) : 9

II.4.1.3.2. Murs extérieurs (double cloison) : 10

II.4.2. Charges d'exploitation : 10

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 10

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement : 10

II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité : 11

II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau : 12

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante N du poteau : 12

II.5.1.4. Calcul de la capacité portante N : 13

II.5.1.5. Charges permanentes : 13

II.5.1.6. Charges d'exploitation : 14

II.5.1.8. L'effort normal ultime Nu : 15

II.5.1.9. Vérification selon le RPA99 version2003 : 15

II.5.1.9.1. RPA99 version 2003 [Art 7.4.1] 15
II.5.1.9.2. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003 [Art 7.5.1] 15
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : 16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE : 18
III.1.1. Principe de calcul : 18
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges : 18
III.1.3. Détermination des efforts : 18
III.1.4. Calcul de ferraillage : 19
III.1.5. Vérification des contraintes normales à L 'ELS 19
III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU 19
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX : 20
III.2.1. La dalle de compression : 20
III.2.2. Les poutrelles : 21
III.2.2.1. Avant coulage : 21
III.2.2.1.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage : 22
III.2.2.1.2. Calcul des étaiements : 22
III.2.2.2. Après coulage : 22
III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU : 23
III.2.2.3. Calcul des armatures longitudinales : 24
III.2.2.3.1. Vérification des contraintes normales à l'ELS : 24
III.2.2.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 25
III.2.2.3.3. Vérification de la flèche à l'ELS : 25
III.3. LES ESCALIERS : 26
III.3.1. Dimensionnement : 26
III.3.1.1. Détermination de l'épaisseur de l'escalier 26
III.3.2. Evaluation des charges et surcharges : 27

III.3.2.1. Charges permanentes : 27
III.3.2.2. Charges d'exploitation : 27
III.3.3. Détermination des sollicitations : 28
III.3.4. Détermination des efforts : 28
III.3.5. Ferraillage : 28
III.3.5.1. Armatures longitudinales : 28
III.3.5.1.1. Condition de non fragilité : 28
III.3.5.2. Armatures de répartition : 29
III.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS : 29
III.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 29
III.3.8. Vérification de la flèche : 29
III.4. Poutre palière : 31
III.4.1. Pré dimensionnement : 31
III.4.2. Evaluation des charges : 31
III.4.3. Calcul de ferraillage L'ELU : 32
III.4.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS : 32
III.4.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU : 32
III.4.6. Vérification de la flèche à L'ELS : 33
III.5. Dalle pleine 34
III.5.1. Calcul de ferraillage à l'ELU 35
III.5.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS 35
III.5.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 35
III.5.4. Vérification de la flèche à L'ELS 35

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION : 36
IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE : 36
IV.2.1. Centre de masse : 36

IV.2.2. Centre de torsion: 37
IV.2.3. Excentricité: 40
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : 40
IV.3.1. Introduction : 40
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 41
IV.3.2.1. Principe de la méthode : 41
IV.3.2.2. Modélisation : 41
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 41
IV.3.3. Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »). 41
IV.3.4. Facteur de correction d'amortissement η : 41
IV.3.5. Coefficient de comportement R : 41
IV.3.6. Facteur de qualité Q : 42
IV.3.7. Résultats de l'analyse dynamique : 43
IV.4. Analyse modale : 44
IV.4.1. Comportement modal : 44
IV.4.2. Participation massique (dissipation d'énergie) : 44
IV.5. Analyse statique et dynamique : 45
IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 45
IV.5.2. Vérification de la stabilité au renversement : 46
IV.5.3. Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »). 47
IV.5.4. Resistance des éléments 48
IV.5.4.1. Vérification de cisaillement des éléments 48
IV.5.4.1.1. Les poutres [Art A.5.1 CBA93] 48
IV.5.4.1.2. Les poteaux 49
IV.5.4.1.3. Les voiles : 49
IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 50
IV.5.6. Vérification de l'effet P-Δ : 51

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction : 52

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES : 52

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 52

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS: 53

V.2.3. Vérification de la flèche : 53

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres : 53

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX : 55

V.3.1. Armatures longitudinales : 55

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal : 55

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 56

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 57

V.3.2. Armatures transversales : 57

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 60

V.4.1. Ferraillage des trumeaux 60

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales 60

V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS 62

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC : 63

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 63

V.4.1.1. Armatures transversales 63

V.4.2. Ferraillage des linteaux 64

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau b \leq 0,06 fc28}$) 64

a) Aciers longitudinaux 64

b) Aciers transversaux 64

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau b} \leq 0{,}06.f_{c28}$) 65

a) Aciers diagonales 65

b) Armatures longitudinales 65

c) Armatures transversales 65
d) Armatures de peau 65

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 67
VI.2. Connaissance du site et du sol 67
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle 67
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure 68
VI.5. Calcul des semelles isolées 68
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 68
VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 69
VI.5.3. Les semelles isolées 70
VI.5.3.1. Verifications des contraintes 70
VI.5.3.2. Vérification de la stabilité au renversement 71
VI.5.3.3. Vérification de poinçonnement 71
VI.5.3.4. Calcul de Ferraillages à l'ELU 71
VI.6. Calcul des semelles filantes 71
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 72
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement 72
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 73
VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes 73
VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux 73
VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile 74
VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage 75
VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 75
VI.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 75
VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage 75
VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis 76

VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui.....76
VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS 77
VI.6.8.4. Armature transversales 77
VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS 77
VI.6.8.6. Armatures de peau.....77
7VI.7. Ferraillage des longrines.....78
VI.7.1. Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC 79
VI.7.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 79

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1:Autres caractéristiques du béton. 3
Tableau I. 2:Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 4
Tableau I. 3:Autres caractéristiques de l'acier. 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 1:Pré dimensionnement des poutres. 7
Tableau II. 2:Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux. 8
Tableau II. 3:Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine. 8
Tableau II. 4:Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. 9
Tableau II. 5:Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant. 9
Tableau II. 6:Charge permanente du mur intérieur. 9
Tableau II. 7:Charge permanente du mur extérieur. 10
Tableau II. 8:Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau. 13
Tableau II. 9:Charges permanentes cumulées des surfaces reprises. 13
Tableau II. 10:Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises. 14
Tableau II. 11:Vérification de l'effort normal des poteaux. 15
Tableau II. 12:Vérification des sections selon le RPA99 version2003. 15
Tableau II. 13:Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003. 15

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1:Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère. 18
Tableau III. 2:.Les efforts exercés sur l'acrotère. 19
Tableau III. 3: Armatures verticales et horizontales. 20
Tableau III. 4:Espacement des armatures. 20
Tableau III. 5:Vérification des contraintes normales de l'acrotère. 20
Tableau III. 6:Vérification des contraintes de cisaillement de l'acortère. 20
Tableau III. 7 :vérification de la flèche des poutrelles avant coulage. 23
Tableau III. 8:Evaluation des charges et surcharges. 23
Tableau III. 9:Armatures longitudinales. 25
Tableau III. 10:Vérification des contraintes normales. 25
Tableau III. 11: Vérification des contraintes de cisaillement. 26
Tableau III. 12:Vérification de la flèche. 26

Tableau III. 13:Charge permanente de la paillasse. 28
Tableau III. 14:Charge permanente du palier de repos. 28
Tableau III. 15:Combinaisons des charges dans l'escalier. 29
Tableau III. 16:Les sollicitations dans l'escalier. 29
Tableau III. 17: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier. 29
Tableau III. 18:Vérification de la section d'armatures. 29
Tableau III. 19:Section d'armatures de répartition dans l'escalier. 30
Tableau III. 20:Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS. 30
Tableau III. 21:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 30
Tableau III. 22:Vérification de la flèche. 30
Tableau III. 23:26Evaluation des charges et surcharges 32
Tableau III. 24:Les moments max à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant max. 33
Tableau III. 25:Calcul de ferraillage de la poutre palière. 33
Tableau III. 26:Vérification des contraintes à l'ELS. 33
Tableau III. 27:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 33
Tableau III. 28:Vérification de la flèche. 34
Tableau III. 29:Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 35
Tableau III.30 : Ferraillage à l'ELU 35
Tableau III.31 : Vérification des contraintes normales. 36
Tableau III.32 : Vérification de contrainte de cisallement. 36
Tableau III. 33:Vérification de la flèche. 36

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1:Centre de masse et centre de torsion. 39
Tableau IV. 2:Excentricité suivant les deux directions. 40
Tableau IV. 3:Justification du coefficient de comportement R suivant (X) 42
Tableau IV. 4:Justification du coefficient de comportement R suivant (Y). 42
Tableau IV. 5:Facteur de qualité. 42
Tableau IV. 6:Comportement des trois premiers modes. 44
Tableau IV. 7:tableaux des modes retenir. 45
Tableau IV. 8:Les valeurs de la force sismique. 46
Tableau IV. 9:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 46
Tableau IV. 10:Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 47
Tableau IV. 11:Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 48

Tableau IV. 12:Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 48
Tableau IV. 13: Vérification de cisaillement des poutres. 49
Tableau IV. 14: Vérification de cisaillement des Poteau. 49
Tableau IV. 15: Vérification de cisaillement des voiles suivant X..... 50
Tableau IV. 16: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y..... 50
Tableau IV. 17:Vérification de l'effort normal réduit. 50
Tableau IV. 18:Les dimensions finales. 51
Tableau IV. 19:Vérification de l'effet P-Δ. 51

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V. 1: La section calculée d'armatures des poutres. 52
Tableau V. 2:La section choisie d'armatures des poutres. 52
Tableau V. 3 :Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 53
Tableau V. 4:Vérification de section d'armatures. 53
Tableau V. 5:Vérification de la flèche des poutres secondaires. 53
Tableau V. 6:La section d'armatures transversales. 54
Tableau V. 7:La section d'armatures des poteaux. 56
Tableau V. 8:Vérification des contraintes à l'ELS. 57
Tableau V. 9:La section d'armatures transversales des poteaux. 58
Tableau V. 10:La section calculée d'armatures verticales des voiles. 62
Tableau V. 11:La section choisie d'armatures verticales des voiles. 62
Tableau V. 12:Vérification des contraintes normales des voiles. 62
Tableau V. 13:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. 63
Tableau V. 14:La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 63
Tableau V. 15:Choix de la méthode de calcul. 65
Tableau V. 16:La section d'armatures des linteaux. 65
Tableau V. 17:La section choisie d'armatures des linteaux. 65

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI. 1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 69
Tableau VI. 2: Vérification des contraintes des semelles isolées. 70
Tableau VI. 3: Vérification de renversement des semelles isolées. 71
Tableau VI. 4: Vérification de poinçonnement des semelles isolées. 71
Tableau VI. 5: Ferraillage principales des semelles isolées. 71
Tableau VI. 6: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 72

Tableau VI. 7: Vérification de renversement des semelles filantes. 73
Tableau VI. 8: Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 73
Tableau VI. 9: Choix de méthode de calcul 73
Tableau VI. 10: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 74
Tableau VI. 11: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 74
Tableau VI. 12: Vérification de méthode de calcul. 74
Tableau VI. 13: Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles. 74
Tableau VI. 14: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles. 74
Tableau VI. 15 : Pré dimensionnement des poutres de libage. 75
Tableau VI. 16 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage. 75
Tableau VI. 17: Vérification de cisaillement des poutres de libage. 75
Tableau VI. 18: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 76
Tableau VI. 19: Ferraillage longitudinal des poutres de libage. 76
Tableau VI. 20: Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis. 76
Tableau VI. 21: Vérification de sections d'armatures. 76
Tableau VI. 22: Vérification des contraintes normales des poutres de libages. 77
Tableau VI. 23: La section calculée et choisie des poutres de libages. 77
Tableau VI. 24: Armateurs transversales. 77
Tableau VI. 25: Vérification de la flèche de poutre de libage. 77
Tableau VI. 26: Ferraillage des longrines. 79
Tableau VI. 27: Vérification des contraintes normales de longrines. 79

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I 1. plan rdc 5

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II. 1:Plancher corps creux (16+4)..... 6
Figure II. 3:.La section réduite du poteau..... 12
Figure II. 4:Dimensions à respecter par les poutres. 16
Figure II. 5: : Règles de pré-dimensionnement des voiles..... 16
Figure II. 6:Vue en plan et vue en 3D du voile..... 17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1:Schéma statique de l'acrotere 18
Figure III. 2:Ferraillage de l'acrotère..... 20
Figure III. 3:Disposition des armatures de la dalle de compression. 21
Figure III. 4:les étaiements 22
Figure III. 5:Types des poutrelles. 23
Figure III. 6:Diagramme des moments à l'ELS. 23
Figure III. 7:Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées. 23
Figure III. 8:Diagramme des moments à l'ELU. 23
Figure III. 9:Diagramme des efforts tranchants à L'ELU. 24
Figure III. 10:Ferraillage des poutrelles. 25
Figure III. 11:Le schéma statique d'escalier 26
Figure III. 12:Chargement dans l'escalier. 28
Figure III. 13:farrillge de escalies. 30
Figure III. 14:Diagramme des moments de la console à l'E.L.U 31
Figure III. 15:Diagramme des moments de la console à l'E.L.S. 31
Figure III. 16:Diagramme des efforts tranchants de la console à l'E.L.U 32
Figure III. 17.farrillge de Poutre palière. 33
Figure III. 18:utiliser la méthode des lignes de rupture 34

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV. 1:Disposition des voiles. 36
Figure IV. 2.Les Dispositions des voiles proposées..... 38
Figure IV. 3.Meilleure Dispositions des voiles 39

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V. 1: Disposition des armatures pour les poutres. 54
Figure V. 2:Dessin de ferraillage des poutres principales. 55
Figure V. 3:Dessin de ferraillage des poutres secondaires. 55
Figure V. 4:Disposition des armatures pour le poteau. 58
Figure V. 5:Disposition desarmatures 59
Figure V. 6:Les voiles 60
Figure V. 7.Dispositions des voiles. 61
Figure V. 8:Les voiles 66

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1:Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 68
Figure VI. 2 :Semelle isolée. 69
Figure VI. 3: Les bulles de pression sous la semelle. 70
Figure VI. 4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux. 72
Figure VI. 5: Semelle filantes sous voiles. 72
Figure VI. 6: Dessin de ferraillage de poutre de libage. 78
Figure VI. 7: Dessin de ferraillage des longrines. 79
Figure VI. 8 : Dimensionnement finales des semelle vue en plan et en 3D. 80

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max} , A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_r : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

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_{ij}: 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.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

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 : Effort tranchant ultime.

T_w: Effort tranchant à gauche.

T_e: Effort tranchant à droite.

T_{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 : 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.

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 : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

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.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

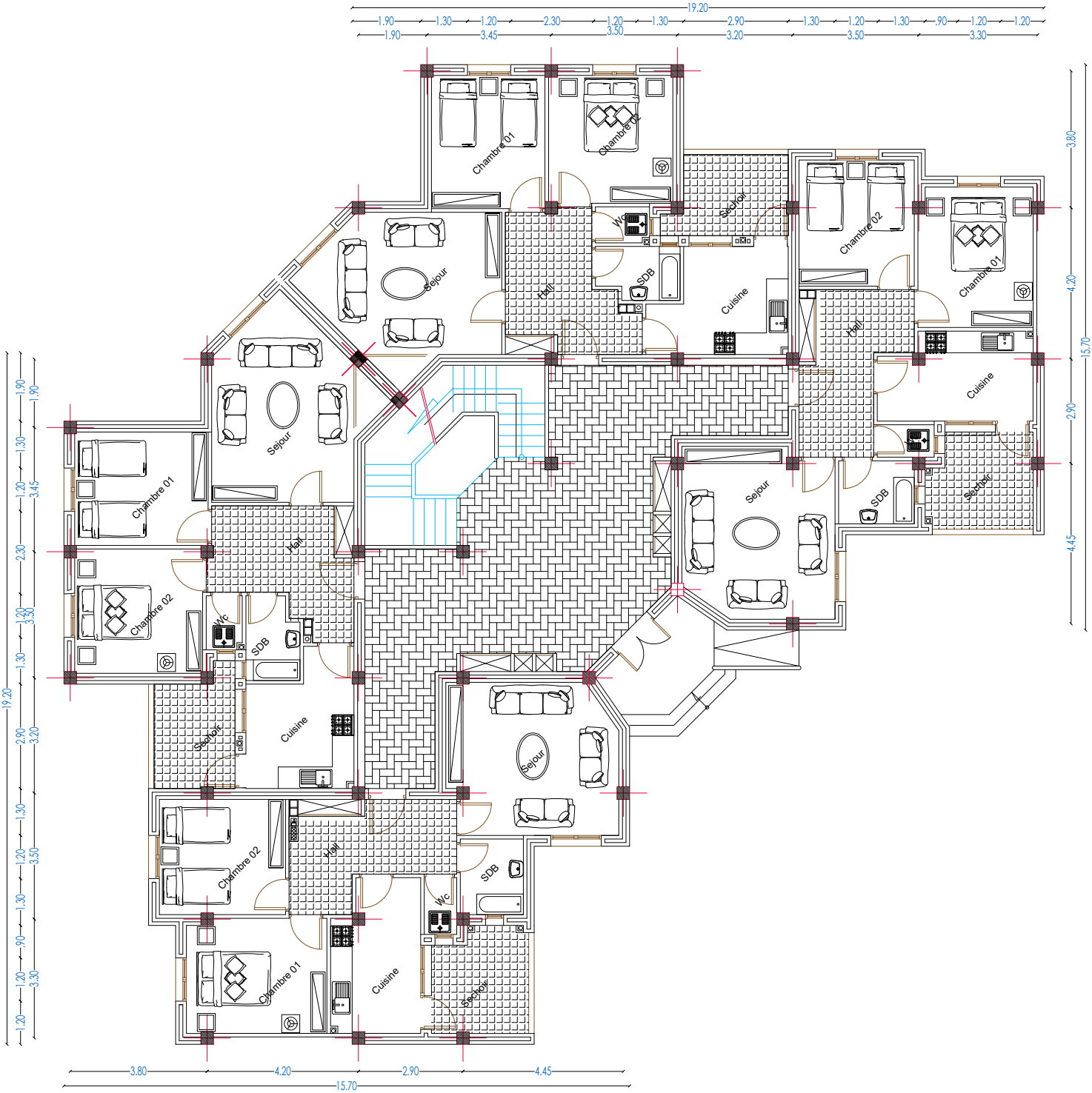
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

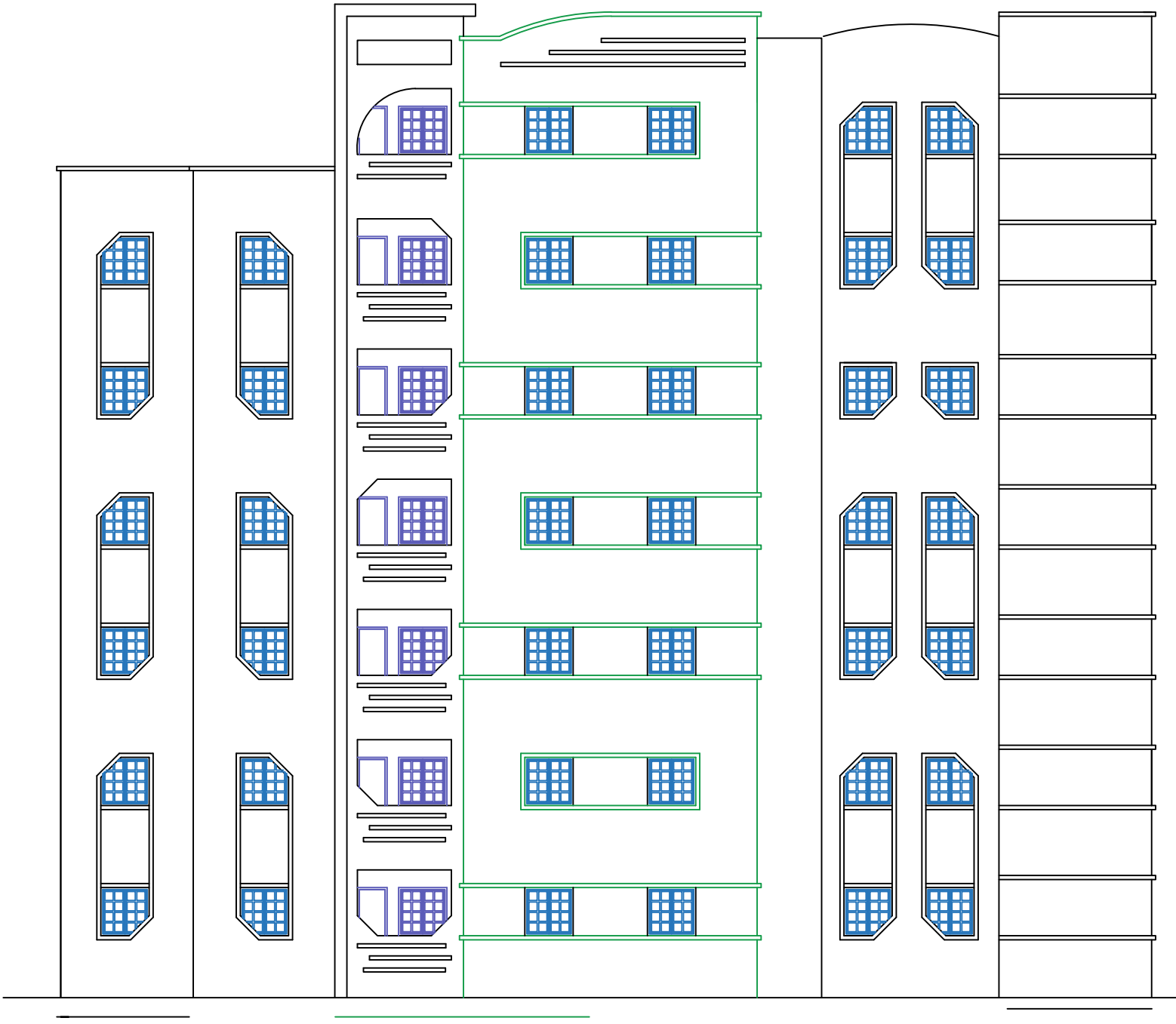
RDC : rez-de-chaussée.

SFSV : semelle filante sous voile.

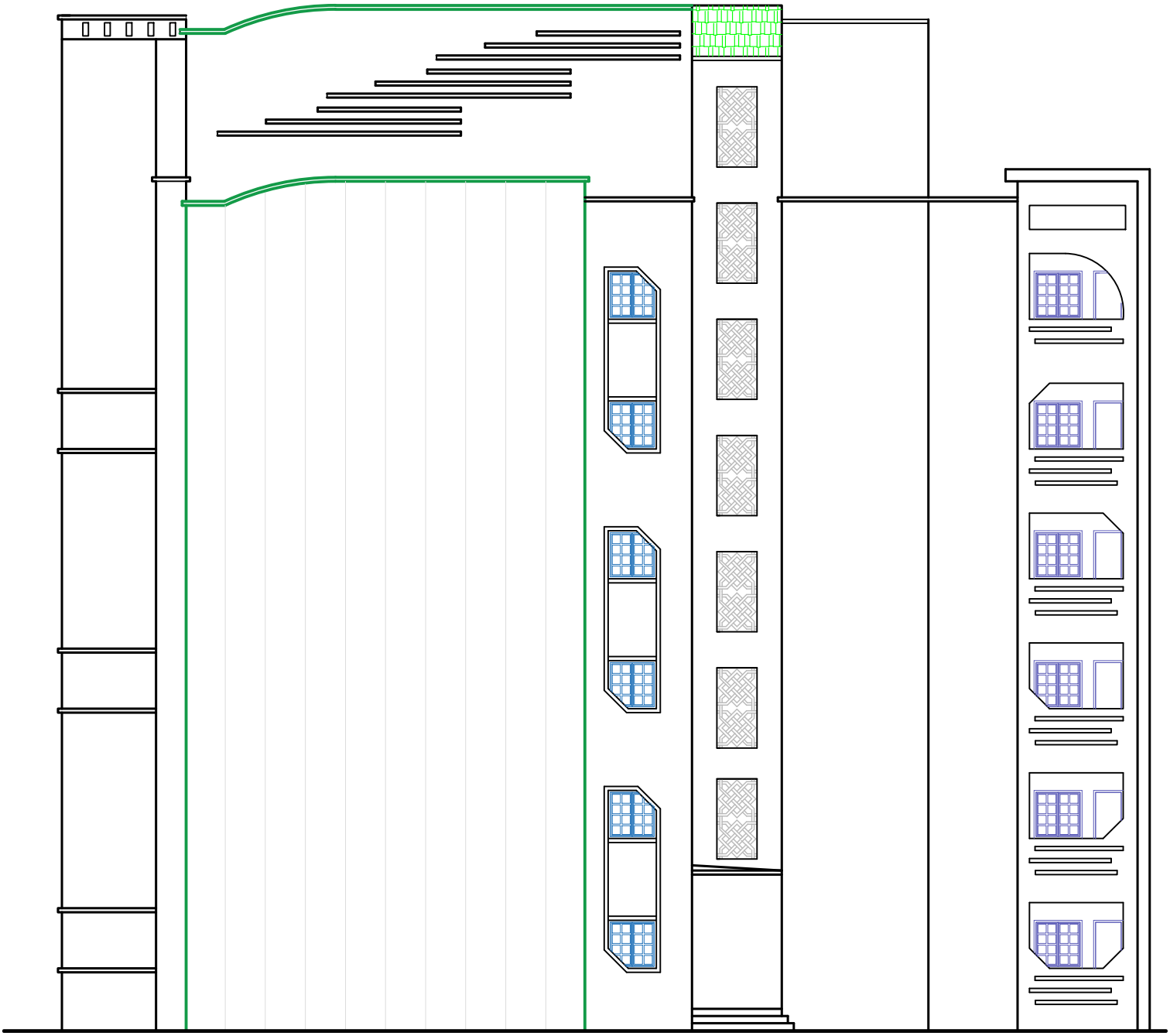
SFSP : semelle filante sous poteaux.


19.20
1.90 1.30 1.20 2.30 1.20 1.30 2.90 1.30 1.20 1.30 .90 1.20 1.20
1.90 3.45 3.50 3.20 3.50 3.30
3.80 4.20 2.90 4.45
15.70
Chambre 01
Chambre 02
Sejour
Hall
Wc
SDB
Cuisine
Sechoir

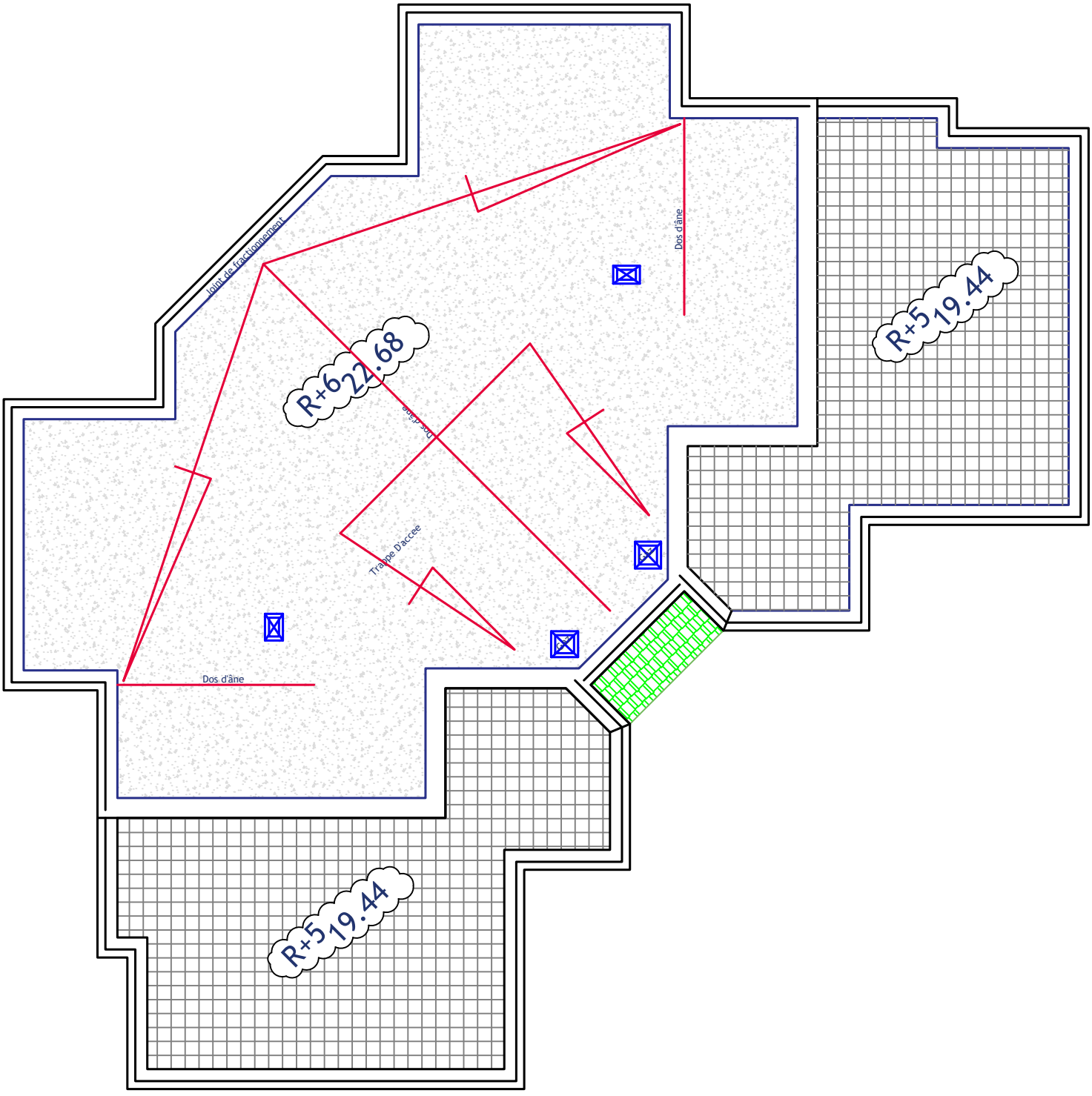
PLAN RDC



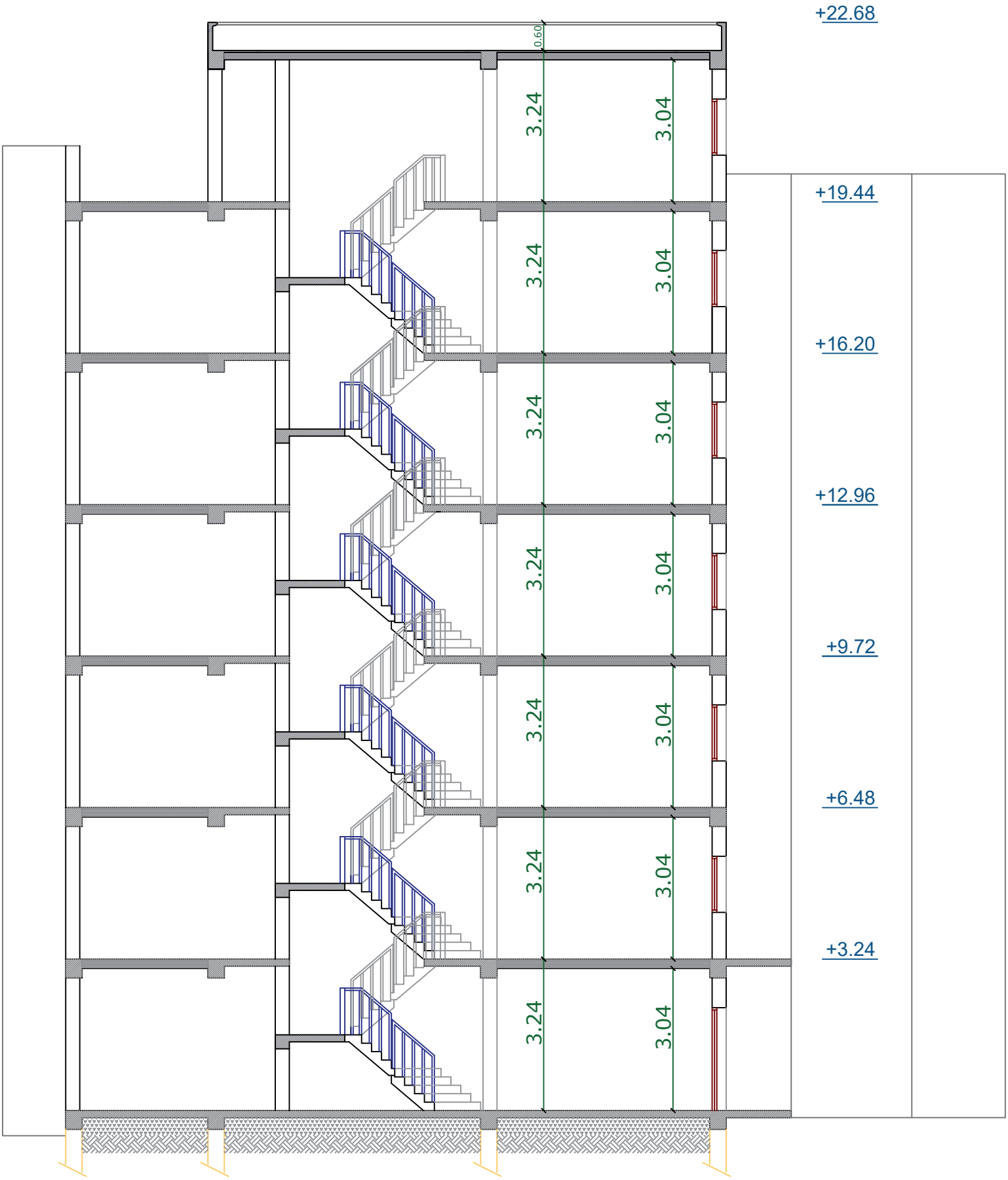
Façade Postérieur



Façade Postérieur



PLAN de Terrasse


+22.68
+19.44
+16.20
+12.96
+9.72
+6.48
+3.24
0.60
3.24
3.04



Façade Postérieur

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse du bloc situé à wilaya de Médea , le bloc à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée et de 6 étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.

Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

Chapitre I : Présentation de l’ouvrage

I.1. INTRODUCTION

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans la structure. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet d'étude est un calcul d'un bâtiment (bloc angle) en béton armé de (RDC+6 étages) avec (décrochement en élévation) à usage d'habitation qui sera implanté à MEDEA. C'est une zone de moyenne sismicité (zone IIb) selon la classification du RPA99version2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 ainsi que le règlement parasismiques RPA99 version 2003.

I.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE

I.3.1.Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment : 27.30 m.
- Largeur totale du bâtiment : 27.30 m.

I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur du RDC et Etages courants : 3.24 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 22.68 m.

I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE

I.4.1.Classification de la zone

L'implantation du bâtiment sera faite dans une zone de moyenne sismicité (zone IIb).

I.4.2.Classification du sol

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site meuble (catégorie S3).

I.4.3.Classification de l'ouvrage

I.4.3.1.Selon leur importance

Le bâtiment appartient au (groupe 2 *:* un ouvrage courant d'importance moyenne : habitations).

I.4.3.2.Selon leur configuration

I.4.3.2.1.Régularité en plan

Le bâtiment est dissymétrique dans les deux directions (irrégulier en plan).

I.4.3.2.2.Régularité en élévation

Le bâtiment a un décrochement en élévation (irrégulier en élévation).

I.4.3.3.Classification du système de contreventement

La structure dépasse les (11 mètres) en hauteur et sera implantée en (zone IIb*)*. Le contreventement par des portiques est donc écarté et le choix va se porter sur :

- ✓ Système constitué par des voiles porteurs.
- ✓ Système mixte portiques/voiles avec interaction.
- ✓ Système de portiques contreventés par des voiles.

I.5. ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I.5.1.Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.5.2.Maçonnerie

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.5.3.L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.5.4.Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à quatre volées.

I.5.5.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 charges apportées par la structure au bon sol.

I.6. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.6.1.Le béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à minimum $f_{c28} \geq 25\ MPa$.

Tableau I. 1:Autres caractéristiques du béton.

Résistance à la traction « f_{t28} »		2,1 MPa
Module d'élasticité « E »	**Instantanée**	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	**Sollicitations**	0
	Déformations	0,2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	2,50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	**Situation durable**	14,20 MPa
	Situation accidentelle	18,50 MPa

I.6.2.Aciers

I.6.2.1.Types d'aciers

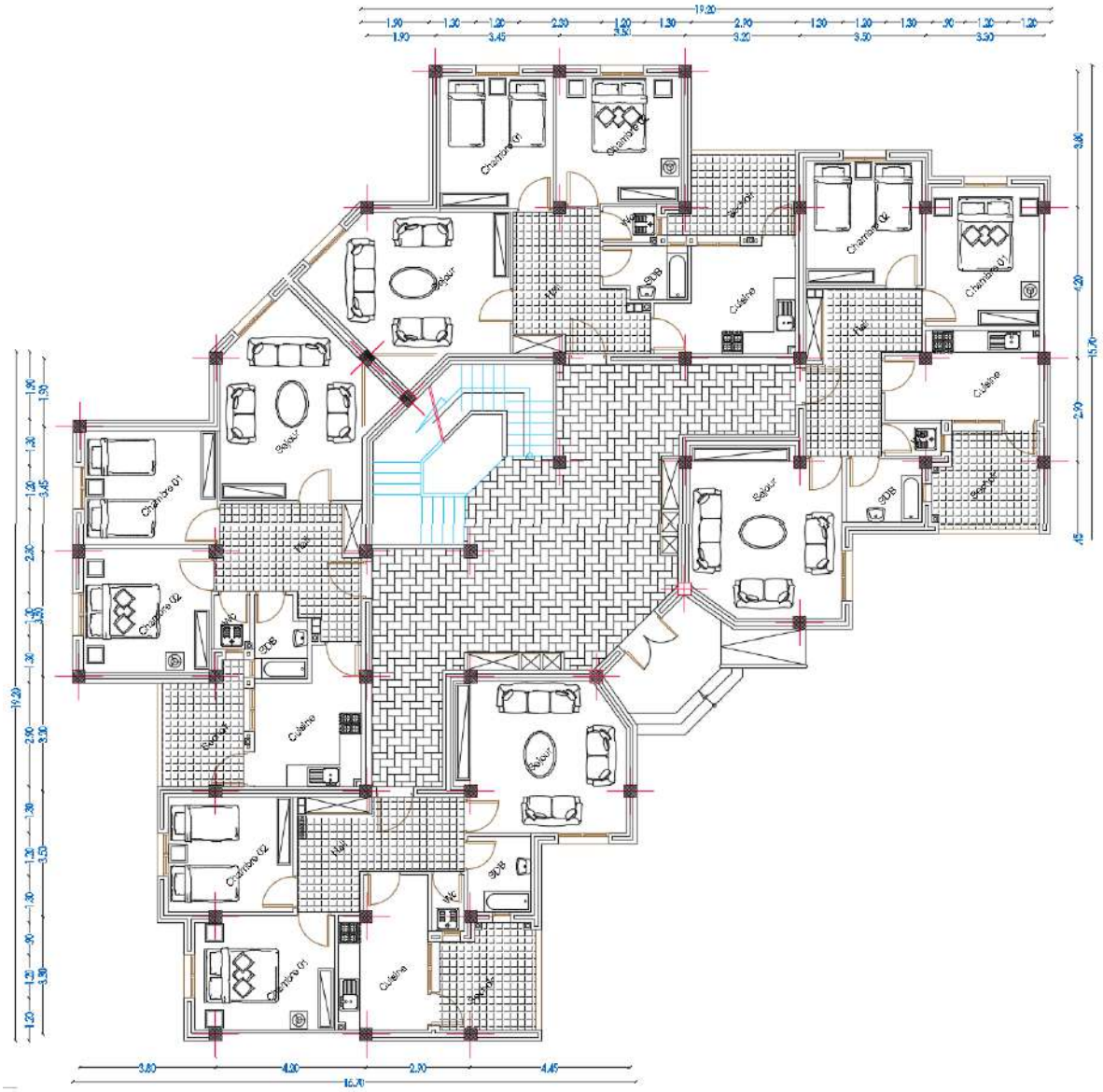
L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I. 2:Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité(MPa)	Utilisations
Acier HA	F_eE400	400	Tous les travaux en béton armé
Treillis soudés	TLE 520	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage

Tableau I. 3:Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="3">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σ_s</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="3">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>159,40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td></td><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>130,42 MPa</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>


Chambre 01
Chambre 02
Salon
Hall
SDB
Cuisine
Terrasse
19.20
16.70

PLAN RDC

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions préliminaires des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

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

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93 .

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

h_t: L'épaisseur du plancher ;
L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).
Pour notre projet : L=415cm

$$\frac{415}{25} \leq h_t \leq \frac{415}{20} \Rightarrow 16.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 20.75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 18.48 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 20 cm
$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 16+4$ cm.
Avec : d : l'épaisseur du corps creux .
e : l'épaisseur de la dalle de compression

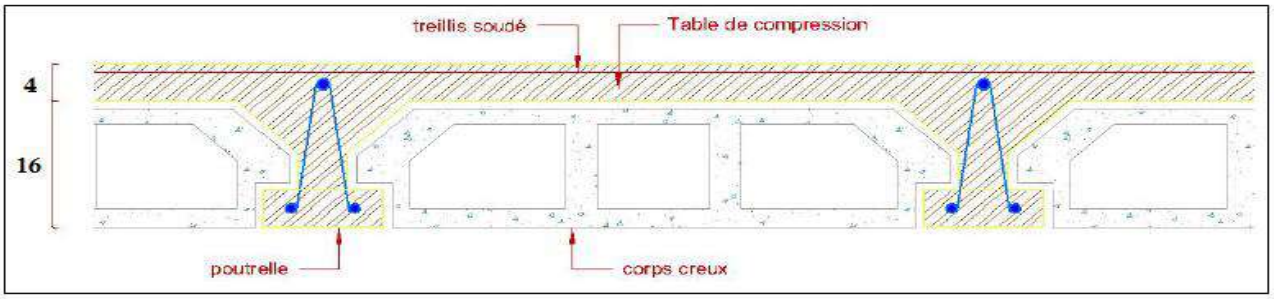


Figure II. 1:Plancher corps creux (16+4).

II.3. PRE 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. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II. 1:Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de Résistance	L= 505 cm ⇒ 33.66cm ≤ h ≤50.5cm On adopte : **h = 35cm** ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 415 cm ⇒ 27.66cm ≤ h ≤ 41.5cm On adopte : **h=30cm** ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.16 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

- **Conclusion :**

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 35\ cm^2$.

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 30\ cm^2$.

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

II.4.1.1.1. Plancher à corps creux :

Tableau II. 2:Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Référence
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	Papier Kraft	/	/	0.05	/
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR BC.2.2 Art Annexe B
5	Film polyane	/	/	0.01	/
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art Annexe B
7	Pare vapeur	0.01	6	0 .06	/
8	Plancher corps creux (16+4)	0.20	/	2.80	DTR BC.2.2 Art C.3
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				6.40	

II.4.1.1.2. Planche dalle pleine :

Tableau II. 3:Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Référence
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	Papier Kraft	/	/	0.05	/
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR BC.2.2 Art Annexe B
5	Film polyane	/	/	0.01	/
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art Annexe B
7	Pare vapeur	0.01	6	0 .06	/
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75	
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				7.35	

II.4.1.2. Plancher étage courant :

II.4.1.2.1. Plancher à corps creux :

Tableau II. 4:Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Plancher corps creux (16+4)	0.2	/	2.80	Art C.3
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				5.96	

II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II. 5:Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75	/
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				6.91	

II.4.1.3. Maçonnerie :

II.4.1.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II. 6:Charge permanente du mur intérieur.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	Art C.1
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				1.62	

II.4.1.3.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II. 7:Charge permanente du mur extérieur.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	Brique creuse	0.10	90	0.90	Art C.1
3	Lame d'air	0.10	/	/	/
4	Brique creuse	0.10	90	0.90	Art C.1
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				2.52	

II.4.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q=1kN/m².[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
- habitation : Q=1.5 kN/m².[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
- logia (sechoir) : Q=3.5 kN/m²

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, On dimensionne la section du béton des poteaux à la compression simple, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Cette charge doit 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 : ($N_u{}^*$=1.1Nu).

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1].

II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

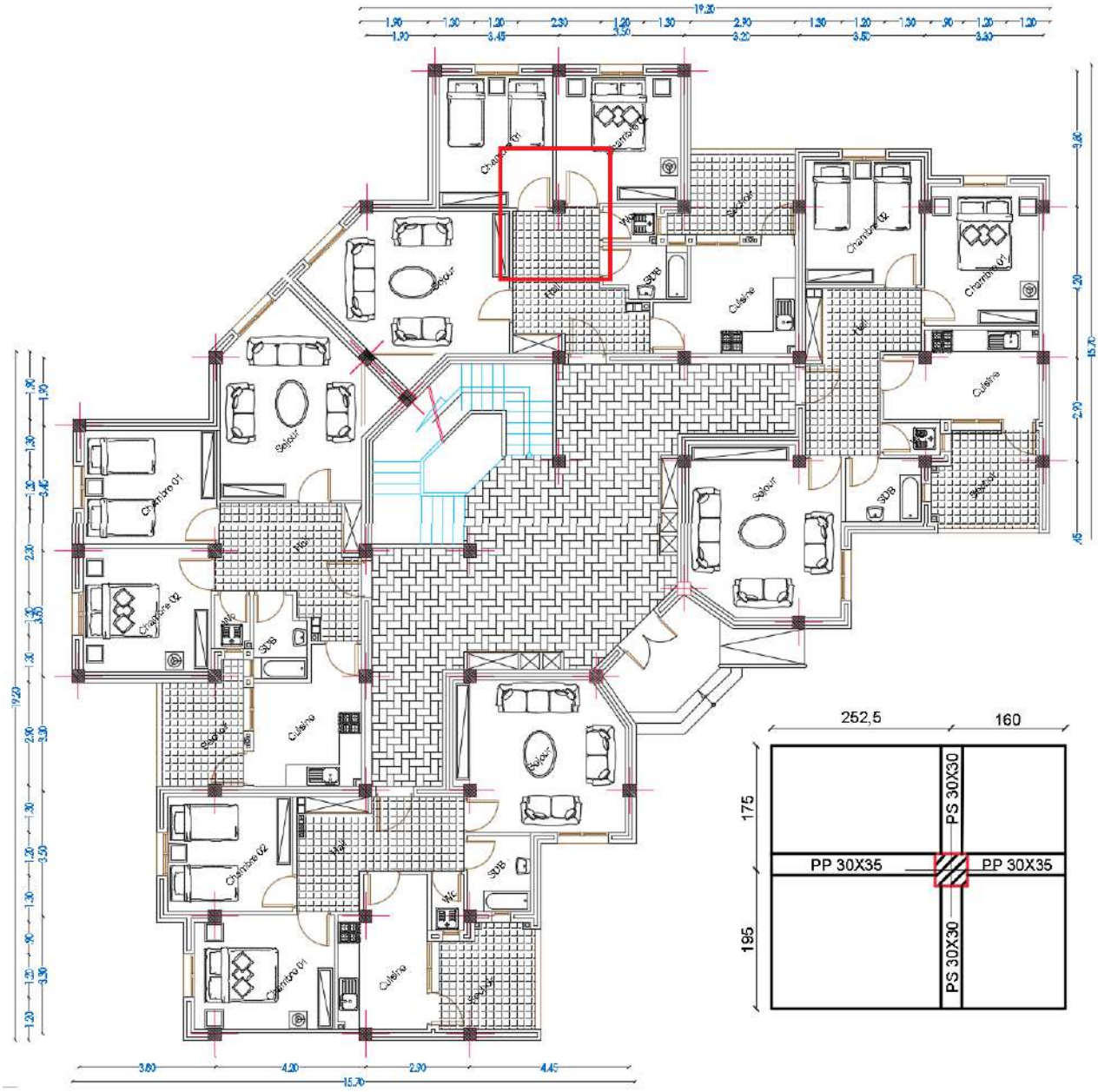


Figure II. 1:Surface reprise par le poteau le plus sollicité

II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S_{totale} = (1.75 + 0.30 + 1.95) * (2.525 + 0.30 + 1.6) \Rightarrow S_{totale} = 17.70\ m^2$$

$$S_{plancher} = (1.75 + 1.95) * (2.525 + 1.6) \Rightarrow S_{plancher} = 15.26\ m^2$$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ CBA93 ArtB.8.4.1

$\bar{N}$: Effort normal admissible à l'ELU.

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r :la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

Br = (b-2cm)*(h-2cm) .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & Si\ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.30 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & Si\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

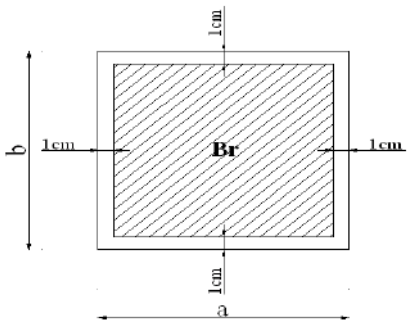


Figure II. 2:.La section réduite du poteau.

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : Longueur du poteau ;

l_f: Longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.24m pour tous les étages.

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12}$$

$$i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.5.1.4. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II. 8:Capacité portante N¯pour chaque section de poteau.

Etage	b (m)	h (m)	B (cm²)	Br (m²)	L (m)	Lf (m)	i (m)	λ	α	As (cm²)	N adm
6	0.3	0.3	0.09	0.0784	3.24	2.29	0.087	26.45	0.763	0.9	1131.41
5	0.3	0.3	0.09	0.0784	3.24	2.29	0.087	26.45	0.763	0.9	1131.41
4	0.35	0.35	0.1225	0.1089	3.24	2.29	0.101	22.68	0.784	1.2	1614.83
3	0.35	0.35	0.1225	0.1089	3.24	2.29	0.101	22.68	0.784	1.2	1614.83
2	0.4	0.4	0.16	0.1444	3.24	2.29	0.115	19.84	0.799	1.6	2180.15
1	0.4	0.4	0.16	0.1444	3.24	2.29	0.115	19.84	0.799	1.6	2180.15
RDC	0.4	0.4	0.16	0.1444	3.24	2.29	0.115	19.84	0.799	1.6	2180.15

On prendre pour les poteaux les pré dimension, pour des raisons de calcul (zone IIb, bâtiment en 7niveaux).

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1],

II.5.1.5. Charges permanentes :

$$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$$

Avec :

$G_{plancher}$= la charge permanente du plancher *$S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25 kN/m^3$.

Tableau II. 9:Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Etage	G pot	G pp	G ps	G pln	S pln	G pln	G étage	G cumulé
6	7.29	10.83	8.33	6.4	15.26	97.68	124.12	124.12
5	7.29	10.83	8.33	5.96	15.26	90.96	117.41	241.53
4	9.92	10.70	8.21		15.26	90.95	119.78	361.31
3	9.92	10.70	8.21		15.26	90.95	119.78	481.09
2	12.96	10.57	8.10		15.25	90.90	122.53	603.62
1	12.96	10.57	8.10		15.25	90.90	122.53	726.15
RDC	12.96	10.57	8.10		15.25	90.90	122.53	848.69

II.5.1.6. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$, =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

6émé étage : Q_0

5émé étage : $Q_0 + Q_1$

4émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II. 10:Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Etage	Q pln	S tot	Q étage	Coef.	Q cum
6	1	17.70	17.70	/	17.70
5	1.5	17.70	26.55	1	44.25
4	1.5	17.70	26.55	0.95	68.15
3	1.5	17.70	26.55	0.9	89.39
2	1.5	17.70	26.55	0.85	107.97
1	1.5	17.70	26.55	0.8	123.90
RDC	1.5	17.70	26.55	0.75	137.18

II.5.1.8. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II. 11:Vérification de l'effort normal des poteaux.

Etage	G cum	Q cum	Nu	1.1*Nu	N adm	Vérification
6	124.12	17.70	194.12	213.53	1131.41	Vérifiée
5	241.53	44.25	392.44	431.69	1131.41	Vérifiée
4	361.31	68.15	589.99	648.99	1614.83	Vérifiée
3	481.09	89.39	783.55	861.91	1614.83	Vérifiée
2	603.62	107.97	976.85	1074.53	2180.15	Vérifiée
1	726.15	123.90	1166.16	1282.77	2180.15	Vérifiée
RDC	848.69	137.18	1351.49	1486.64	2180.15	Vérifiée

II.5.1.9. Vérification selon le RPA99 version2003 :

II.5.1.9.1. RPA99 version 2003 [Art 7.4.1]

Tableau II. 12:Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Etage	dimensions		Min (b, h) ≥ 30	Min (b, h) ≥ h_e /20	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4
6	0.30	0.30	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
5	0.30	0.30	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
4	0.35	0.35	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
3	0.35	0.35	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
2	0.40	0.40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
1	0.40	0.40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0.40	0.40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.5.1.9.2. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003 [Art 7.5.1]

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq \text{Max}\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II. 13:Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Etage	b max	dimensions		d	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d \leq \text{Max}\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$
6	0.30	0.30	0.30	0.00	Vérifiée	Vérifiée
5	0.30	0.30	0.30	0.00	Vérifiée	Vérifiée
4	0.30	0.35	0.35	0.05	Vérifiée	Vérifiée
3	0.30	0.35	0.35	0.05	Vérifiée	Vérifiée
2	0.30	0.40	0.40	0.10	Vérifiée	Vérifiée
1	0.30	0.40	0.40	0.10	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0.30	0.40	0.40	0.10	Vérifiée	Vérifiée

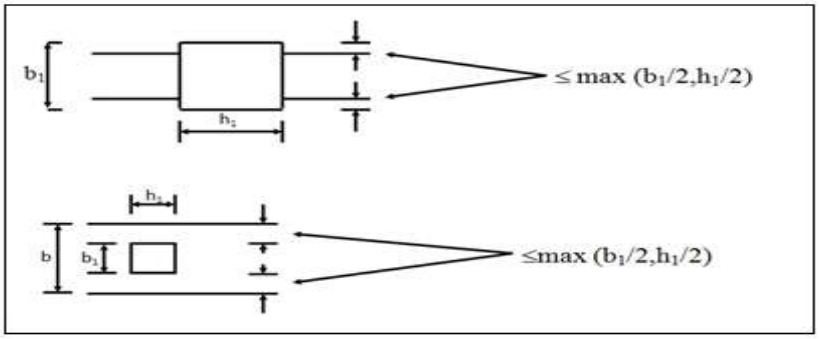


Figure II. 3:Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion :**

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT 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 que la majorité des charges horizontales.

Selon le RPA 99 ver 2003[Art 7.7.1]

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq (4 \times a)$$

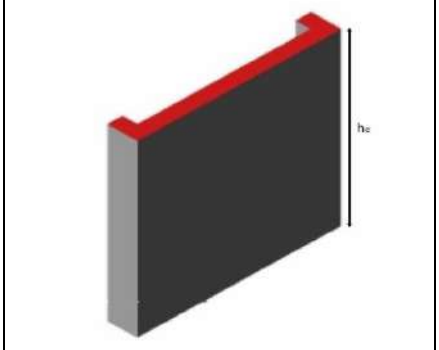
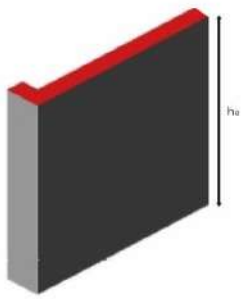
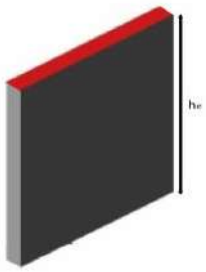
Avec :

L : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions derigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

Figure II. 4: : Règles de pré-dimensionnement des voiles.

		
$\mathbf{a \geq \frac{he}{25}}$	$\mathbf{a \geq \frac{he}{22}}$	$\mathbf{a \geq \frac{he}{20}}$
$\mathbf{h_e = h_{étage} - h_{Ps}}$	$\mathbf{L \geq 4xa}$	

he= 3.24 - 0.30 = 2.94 m.

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}\right]$$

$$a \geq Max[15cm, 13.36cm, 11.76cm]$$

On prendre pour les voiles l'épaisseur a = 15 cm

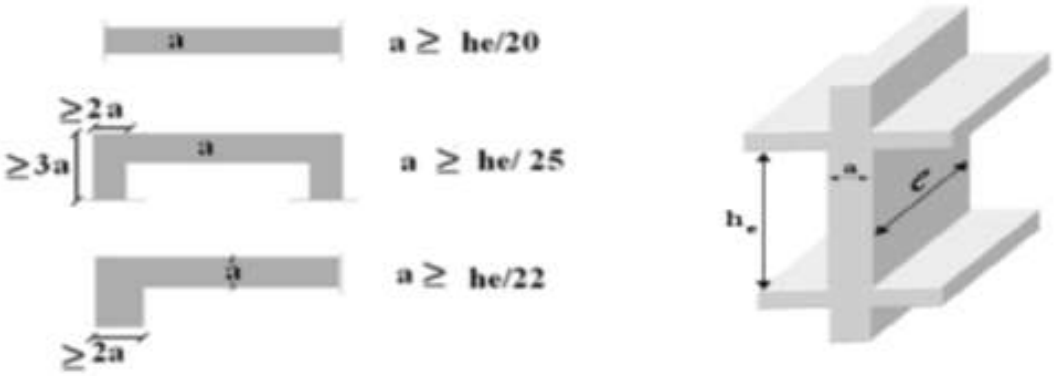


Figure II. 5:Vue en plan et vue en 3D du voile.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.
Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

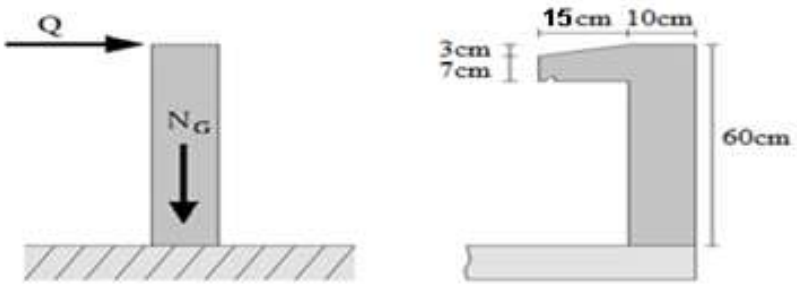


Figure III. 1:Schéma statique de l'acrotere

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III. 1:Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

Charges permanentes	**G=1.875 kN/ml**
Charges d'exploitation	**Q=1 kN/ml**

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III. 2:.Les efforts exercés sur l'acrotère.

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ kN	$N_{ser} = G = 1.875$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.60$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	/

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

Section minimale: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2}$ = max [4% ; 0.2B/100] = 8.8 cm²/ml.

Section maximale : $A_{max} = \frac{5B}{100}$ = 50 cm²/ml.

Tableau III. 3: Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		Horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0,6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0,6m)
Calculée	0.37	0.00	$A_{s1}/4$=1.38	$A_{s1}/4$=1.38
Choisie	7HA10=5.5	7HA10=5.5	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Tableau III. 4:Espacement des armatures.

	Vertical (cm)	Horizontal (cm)
Calculée	100/7=14.28	(60-2x2,5)/(5-1)=13.75
Choisie	15	15
Admissible	max(3h;33 cm) = 30	max(4h;45 cm) = 40

III.1.5. Vérification des contraintes normales à L 'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III. 5:Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

Contraintes (MPa)			Contraintes admissible (MPa)			Vérification
σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_s}$ '	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\overline{\sigma_s}$ '	Oui
0,34	2,16	2,16	15	201,63	201,63	

III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU

Tableau III. 6:Vérification des contraintes de cisaillement de l'acortère.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T (kN)	T_u(MPa)	T_{adm}(MPa)	Vérification
100	10	1,5	0,02	2,50	Oui

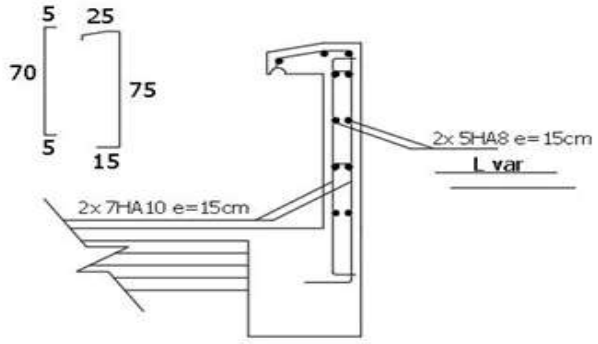


Figure III. 2:Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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 :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50\text{cm}$$

$$A_t \geq 0.02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: L = $60cm$ $\Rightarrow$ $A_{t1} \geq 0.02\,L\dfrac{200}{F_e} = \dfrac{4L}{F_e} = \dfrac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23cm^2/ml$$

$$On\ choisira : A_{t1} = 5\,\emptyset\,5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$$

$$A_{t2} = 5\,\emptyset\,5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$$

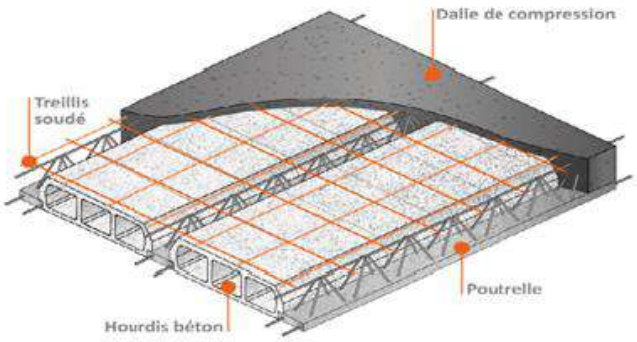


Figure III. 3:Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*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.2.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux 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.

- on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

III.2.2.1.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$$G = (0.12 \times 0.04 \times 25) + (0.60 \times 1) = 0.72 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max}[1\text{kN} ; 0.5L = 2.225] = 2.225 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.1.2. Calcul des étaiements :

Vérification de la flèche :

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ et } f_Q = \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III. 7 :vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Nombre d'étais	L (m)	G (kN/ml)	Q (kN)	E (MPa)	I (m^4)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	4.45	0,72	2.225	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	178.79	8.9	C.N.V
1	2.225	0,72	1.112	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	11.17	4.45	C.N.V
2	1,48	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	2.21	2.97	C.V
3	1.10	0.72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	0.70	2.23	C.V

Résultats: **3** étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

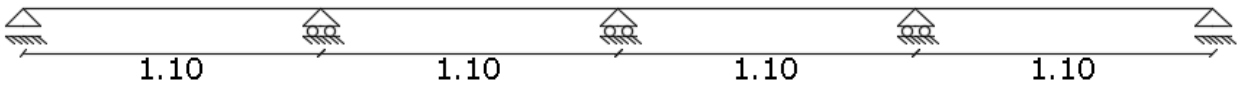


Figure III. 4:les étaiements

III.2.2.2. Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Tableau III. 8:Evaluation des charges et surcharges.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
Plancher terrasse	6.4*0,60= 3.84	1*0.60=0,60	6.084	4.44
Plancher courant	5.96*0,60= 3.58	1.5*0.60=0.9	6.18	4.48

III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures **SAP2000** :

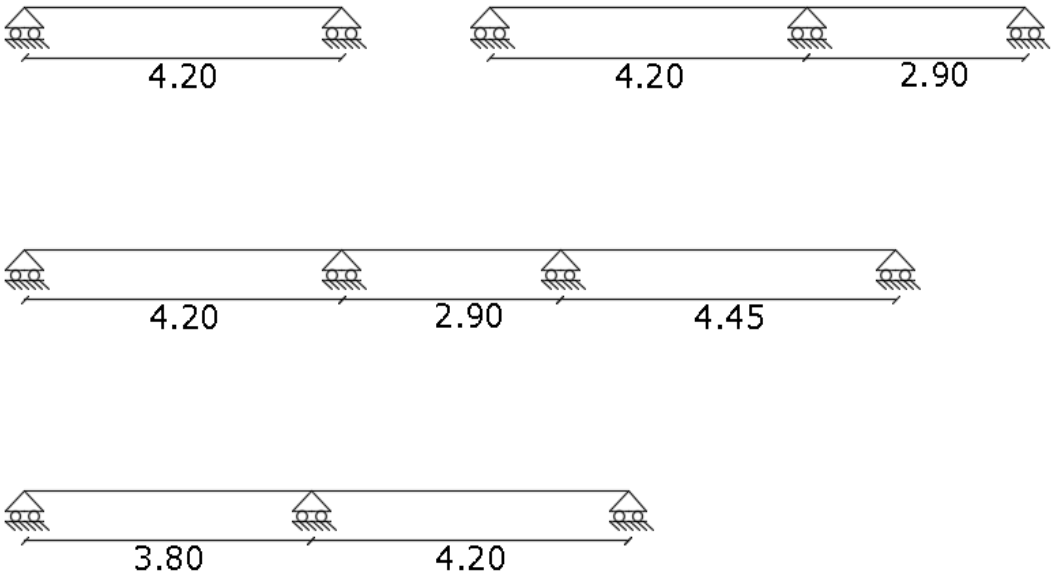


Figure III. 5: :Le schéma statique rdes poutrelles.

La charge maximal (G, Q) est dans le plancher EC

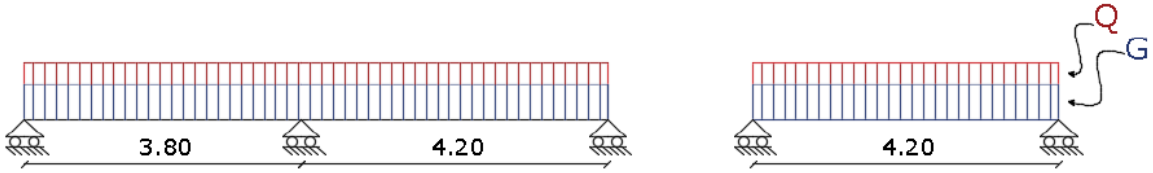


Figure III. 7:Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées.

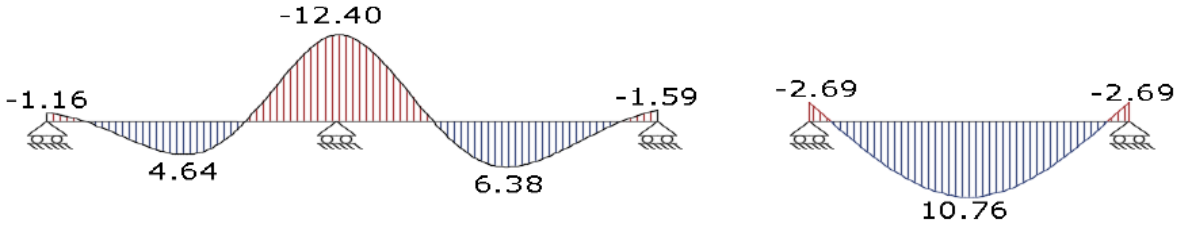


Figure III. 8:Diagramme des moments à l'ELU.

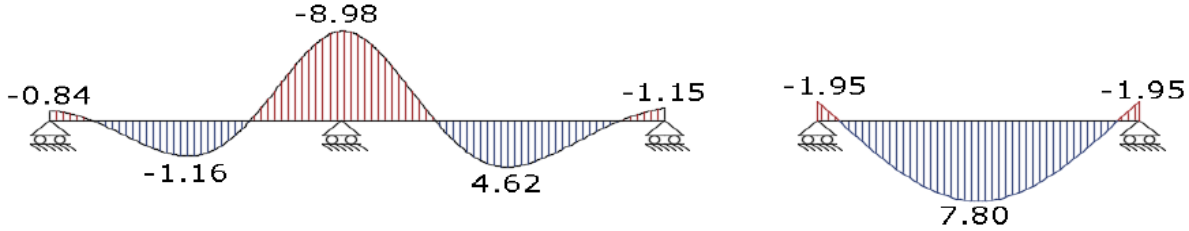


Figure III. 6:Diagramme des moments à l'ELS.

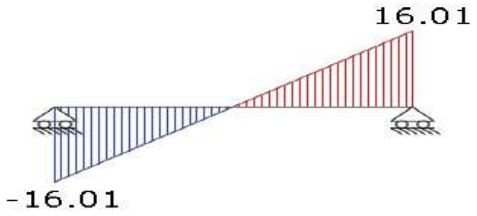


Figure III. 9:Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

Tableau III. 4:Les moments maximales à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximales.

Moments	ELU	ELS
$M_{t\,max}$ (kN. m)	10.76	7.80
$M_{a\,max}$ (kN. m)	-12.40	-8.98
T (kN)	16.01	/

III.2.2.3. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux(Moments $_{\text{étage courant}}$).

Tableau III. 9:Armatures longitudinales.

		As_1 (cm²/ml)	As_2(cm²/ml)
Appuis	calculées	0,00	2.72
	choisis	3HA10 = 2.36 cm²	1HA10+2ChpHA12 = 3.05 cm²
Travée	calculée	1.75	0,00
	choisis	3HA10 = 2.36cm²	1HA10 =0.79 cm²

III.2.2.3.1. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

Type de fissuration : peu nuisible, on vérifier seulement la contrainte du béton

Tableau III. 10:Vérification des contraintes normales.

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	Oui
7.80	-8.98	3.84	10.21	15	

III.2.2.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III. 11: Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification			Espacement et armatures		
b (cm)	h (cm)	T (kN)	T_u(MPa)	T_{adm}(MPa)	Vérification	ZN	ZC	At (cm²)
8	20	16.01	1,11	3,33	Oui	20	20	2HA6= 0,57

III.2.2.3.3. Vérification de la flèche à l'ELS :

Tableau III. 12:Vérification de la flèche.

Poutrelle		Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
h	L	Ma.g	Mtravée	Ma.d	As1	As2	[f]	[fadm]	
cm	m	kN.m			cm²		mm		Oui
20	4.20	1.95	7.80	1.95	2.36	0,79	5.9	8.40	

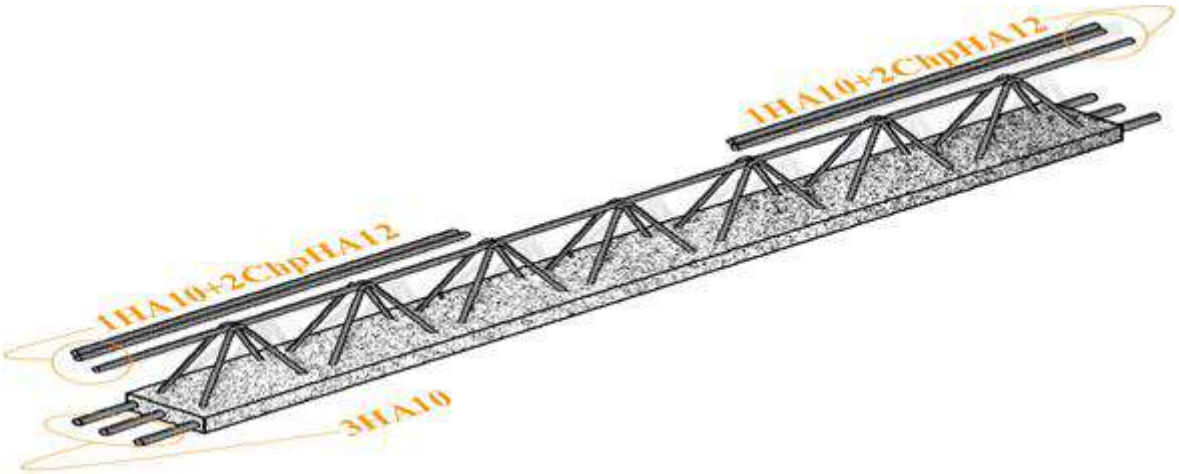


Figure III. 10:Ferraillage des poutrelles.

III.3. LES ESCALIERS :

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

III.3.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a 1 seul type d'escalier(droit à quatre volées), Le schéma statique d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

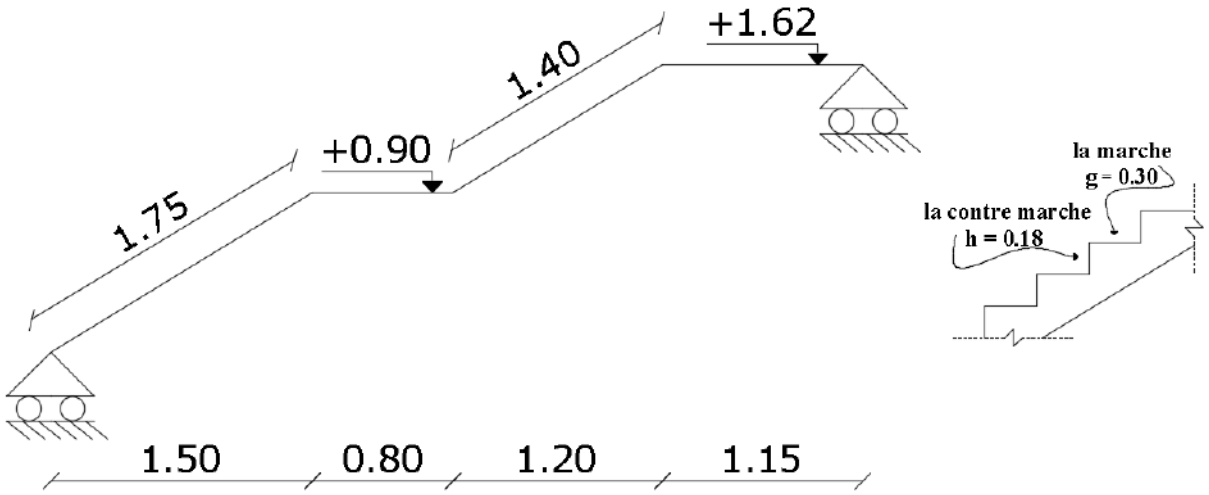


Figure III. 11:Le schéma statique d'escalier .

III.3.1.1. Détermination de l'épaisseur de l'escalier

tg α = H / L = 90/150 = 0,60D'où alors : **α =30.96°**

$L_{tot}=L_1+L_2+L_3+L_4=1.75+0.80+1.40+1.15 = 5,10$ m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 14.57 \le e \le 17$$ **e =17 cm**

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau III. 13:Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiqe (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)	Référence
1	Carrelage	0,02	20	0,40	DTR B.C 2.2 C.4- Revêtement de plancher
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40	DTR B.C 2.2 C.2- Enduits
3	Lit de sable	0,03	18	0,54	DTR B.C 2.2 ANEXES VI -A
4	Poids propre de la paillasse	0,17/cosα	25	4.95	DTR B.C 2.2 B-Poids volumiques
5	Les marches	0,18/2	25	2,25	DTR B.C 2.2 B-Poids volumiques
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36	DTR B.C 2.2 C.2- Enduits
G (kN/m^2)			8.90		

Tableau III. 14:Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Référence
1	Carrelage	0,02	20	0,40	DTR B.C 2.2 C.4- Revêtement de plancher
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40	DTR B.C 2.2 C.2- Enduits
3	Lit de sable	0,03	18	0,54	DTR B.C 2.2 ANEXES VI -A
4	Poids propre du palier	0,17	25	4.25	DTR B.C 2.2 B-Poids volumiques
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36	DTR B.C 2.2 C.2- Enduits
G (kN/m^2)			5.95		

III.3.2.2. Charges d'exploitation :

- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2,5\ kN/m^2$

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.3. Détermination des sollicitations :

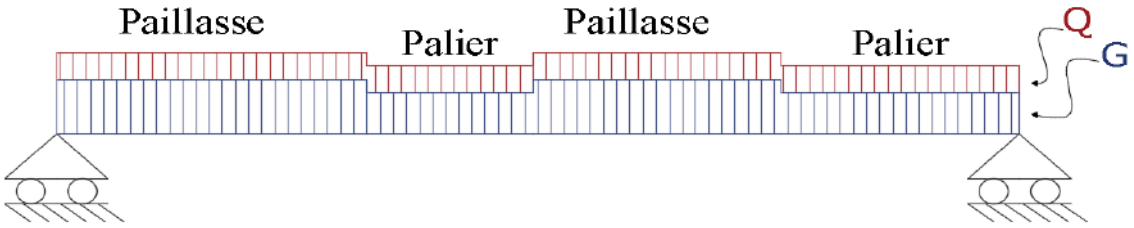


Figure III. 12:Chargement dans l'escalier.

Tableau III. 15:Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.90	2,5	15,765	11.40
Palier	5.95	2,5	11.78	8.45

III.3.4. Détermination des efforts :

Tableau III. 16:Les sollicitations dans l'escalier.

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	T(kN)z
ELU	39.53	-23.25	37,84
ELS	28.52	-16.77	/

III.3.5. Ferraillage :

III.3.5.1. Armatures longitudinales :

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

Tableau III. 17: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

M_{max} (kN.m)		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui			
39.53	-23.25	8.44	4.81	9HA12	9HA12	10	33	Oui

III.3.5.1.1. Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0{,}1\%\ B$, $A_{min} = 1{,}7\ cm^2$.

Tableau III. 18:Vérification de la section d'armatures.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	9HA12=10.18	1.70	Vérifiée
Appuis	9HA12=10.18	1.70	Vérifiée

III.3.5.2. Armatures de répartition :

Tableau III. 19:Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	2,545	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée
Appuis	2,545	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée

III.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Tableau III. 20:Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	10,18	28.52	7.22	15	Vérifiée
Appuis	10,18	-16.77	4.97	15	Vérifiée

III.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III. 21:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100x17	37,84	0,26	3,33	Vérifiée

III.3.8. Vérification de la flèche :

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si L ≤ 5m , f_{adm} =0,50cm +$\frac{L}{1000}$ si L ≥ 5m.

L = 5,10 m

Tableau III. 22:Vérification de la flèche.

Escalier			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		Oui
100	17	5,10	-16.77	28.52	-16.77	10,18	10.18	9,10	10,43	

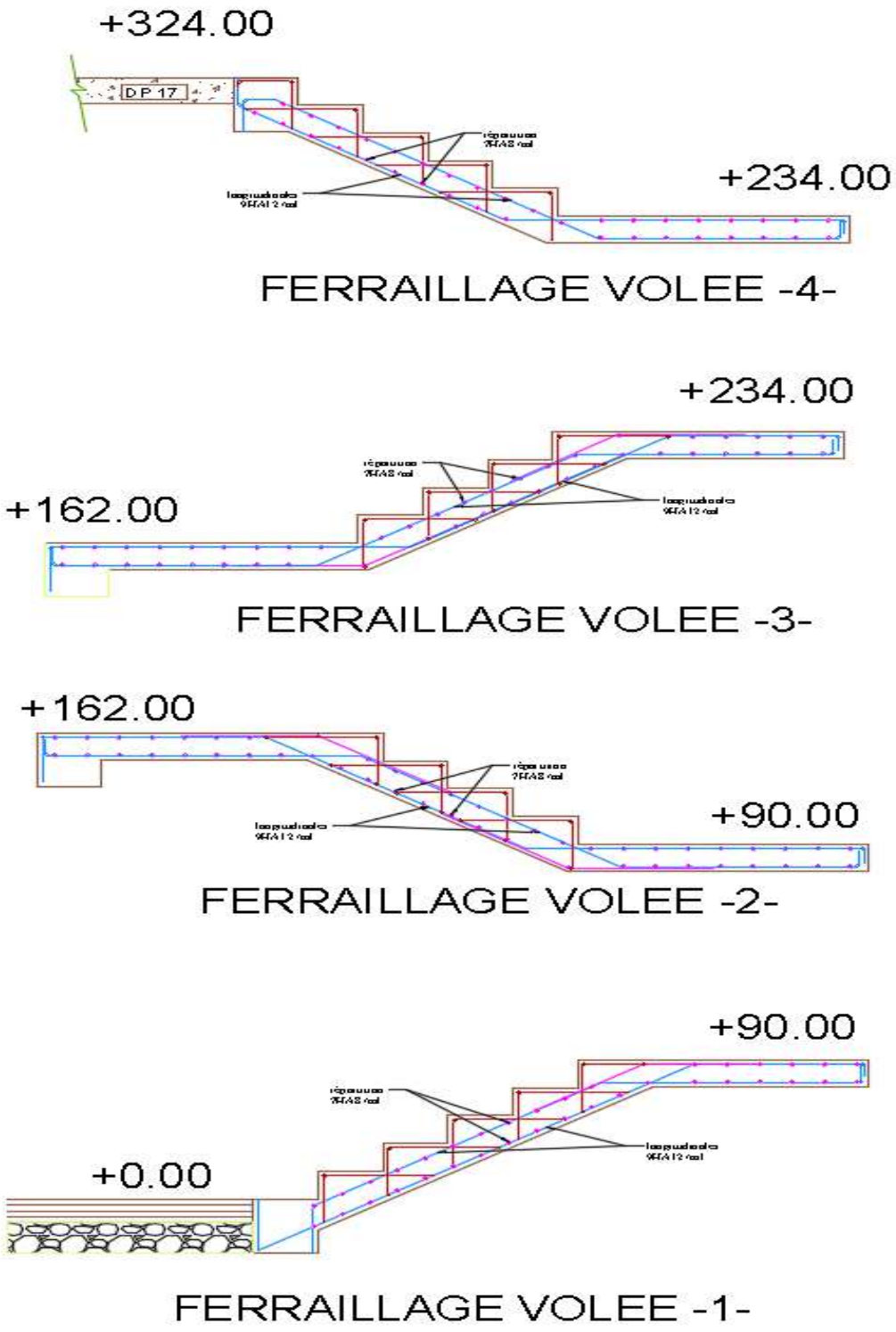


Figure III. 13:farrillge de escalies.

III.4. POUTRE PALIERE (Consol) :

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

III.4.1. Pré dimensionnement :

Elle se pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

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

$$L = 140 \begin{cases} 9.33\ \text{cm} \leq \text{h} \leq 14\ \text{cm On adopte : h} = 35\ \text{cm} \\ 10.5\ \text{cm} \leq \text{b} \leq 24.5\ \text{cm On adopte : b} = 30\text{cm} \end{cases}$$

Vérification selon Le RPA 99(version 2003)$\text{b} = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$; $\text{h} = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$;

$\text{h/b} = 1{,}16 \leq 4{,}0$ **Conditions vérifiées.**

III.4.2. Evaluation des charges :

$\text{G} = \frac{[Gpoids\ propre + 2{\times}R_{AG}]}{L}$; $\text{Q} = \frac{[\,2{\times}R_{AQ}]}{L}$

Tableau III. 23:26Evaluation des charges et surcharges

R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
18.69	6.37	29.325	9.10	53.238	38.225

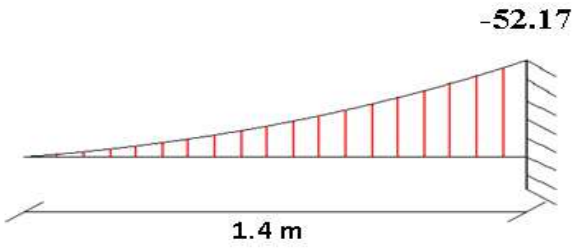


Figure III. 14:Diagramme des moments de la console à l'E.L.U

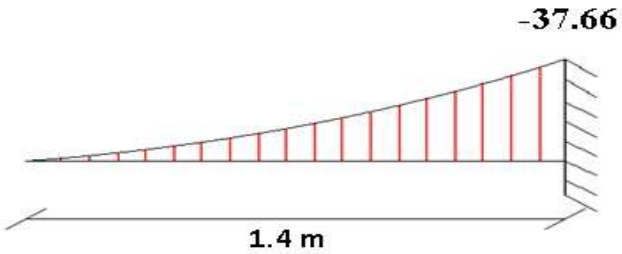


Figure III. 15:Diagramme des moments de la console à l'E.L.S.

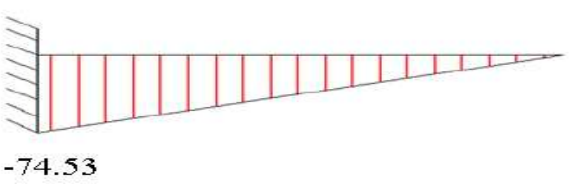


Figure III. 16:Diagramme des efforts tranchants de la console à l'E.L.U.

Tableau III. 24:Les moments maximales à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximales.

Moments	ELU	ELS
M_{max} (kN. m)	-52.17	-37.66
T (kN)	74.53	/

III.4.3. Calcul de ferraillage L'ELU :

Tableau III. 25:Calcul de ferraillage de la poutre palière.

M_{max}(kN. m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
	A_{S1}	A_{S2}	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
-52.17	0	4.92	3HA12 = 3.39	5HA12 = 5.65

III.4.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

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

Tableau III. 26:Vérification des contraintes à l'ELS.

M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée
-37.66	6.79	15	Oui

III.4.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU :

Tableau III. 27:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Poutres et sollicitations à l'ELU		Vérification			Espacements et armatures			
Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	$\emptyset$	$A_t(cm^2)$
30x35	74.53	0,764	2,50	Vérifiée	10	15	8	3HA8 = 1.51

III.4.6. Vérification de la flèche à L'ELS :

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$, $f_{adm} = 0{,}50cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$.

L = 1.40 m

Tableau III. 28:Vérification de la flèche.

Poutre			Sollicitation à l'ELS		Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN.m		cm^2		mm		**Oui**
30	35	1.40	-37.66	0.00	3.39	5.65	0.90	2.80	

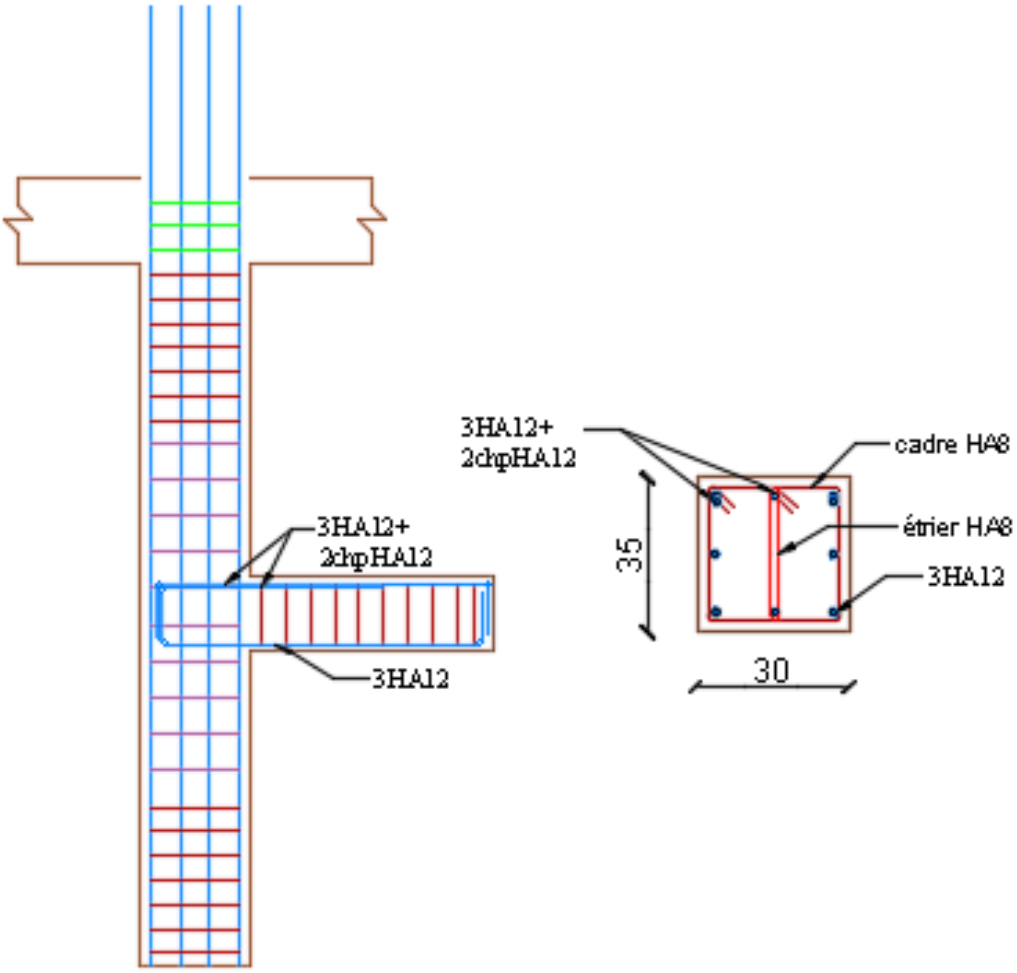


Figure III. 17.farrillge de Poutre palière.

III.5. DALLE PLEINE

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture pour la détermination des moments.

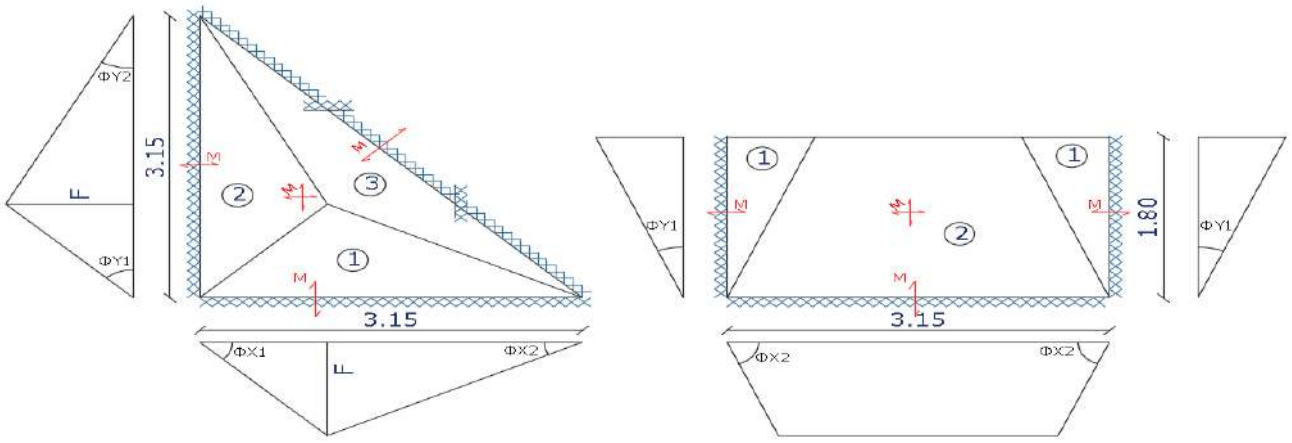


Figure III. 18:utiliser la méthode des lignes de rupture .

Pré dimensionnement :

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 3 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 sur3 appuis, on a : L = 3.15 m.

$$\textbf{Triangle}: \frac{315}{45} \leq e \leq \frac{315}{40} \quad 7\ cm \leq e \leq 7.875\ cm$$

$$\textbf{Rectangle}: \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad 4\ cm \leq e \leq 4.5\ cm$$

Isolatio phonique : e >13 cm ;On adopte e = 15 cm.

Tableau III. 29:Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

Dalle	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_{ser}(kN/m^2)
Triangle	6,91	1.50	11.58	8.41
Rectangle	6,91	3,50	14,58	10,41

III.5.1. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable.les deux sens (X ;Y)ayant le meme calcule de feraillage

Tableau III.30 : Ferraillage à l'ELU .

Dalle	b(cm)	e(cm)	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	As_1 (cm^2)	As_2(cm^2)
Triangle	100	15	0.88	0.44	1.75	1.75	7HA8 = 3.52	7HA8 = 3.52
Rectangle	100	15	3.24	3.24	1.75	1.75	7HA8 = 3.52	7HA8 = 3.52

III.5.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS

Tableau III.31 : Vérification des contraintes normales.

Dalle		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s ' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Trian-gle	Travée	2.76	0.67	15	Oui	6.72	6.72	201.63	Oui
	Appui	1.38	0.33	15	Oui	3.36	3.36	201.63	Oui
Recta-ngle	Travée	3.06	0.74	15	Oui	7.46	7.46	201.63	Oui
	Appui	1.33	0.32	15	Oui	3.24	3.24	201.63	Oui

III.5.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.32 : Vérification de contrainte de cisallement.

Dalle		T_u(kN)	Tmax	Tadm	Vérifiée
Trian-gle	Sens X	12.16	0,092	1,16	Oui
	Sens Y	12.16	0,092	1,16	Oui
Recta-ngle	Sens X	10.20	0.0816	1,16	Oui
	Sens Y	8.73	0.0698	1,16	Oui

III.5.4. Vérification de la flèche à L'ELS

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$, $f_{adm} = 0{,}50cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$.

Tableau III. 33:Vérification de la flèche.

	Dalle		Sollicitation à l'ELS		Armatures Principales		Flèche		Vérification
	L	e	M_a	$M_{travée}$	As_1	As_2	[f]	[f_{adm}]	
	m	cm	kN.m		cm^2		mm		
Trian-	3.15	15	-1.38	2.76	3.52	3.52	0.20	6.30	Oui
Recta-	3.15	15	-1.33	1.33	3.52	3.52	0.10	6.30	

Chapitre IV : Etude dynamique.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

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 mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

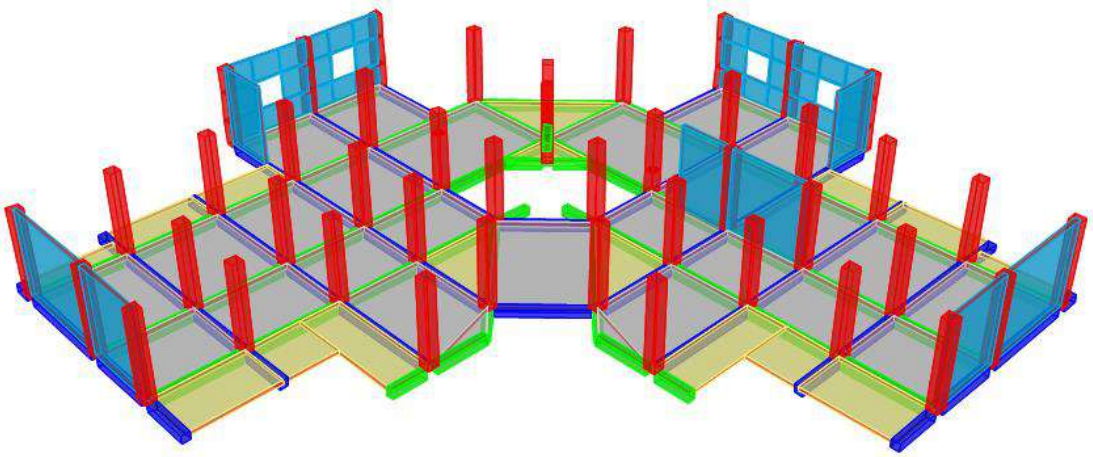


Figure IV. 1:Disposition des voiles.

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées 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…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

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 que les 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 torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y:Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i:Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R:Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

❖ **Les Dispositions des voiles étudiées :**

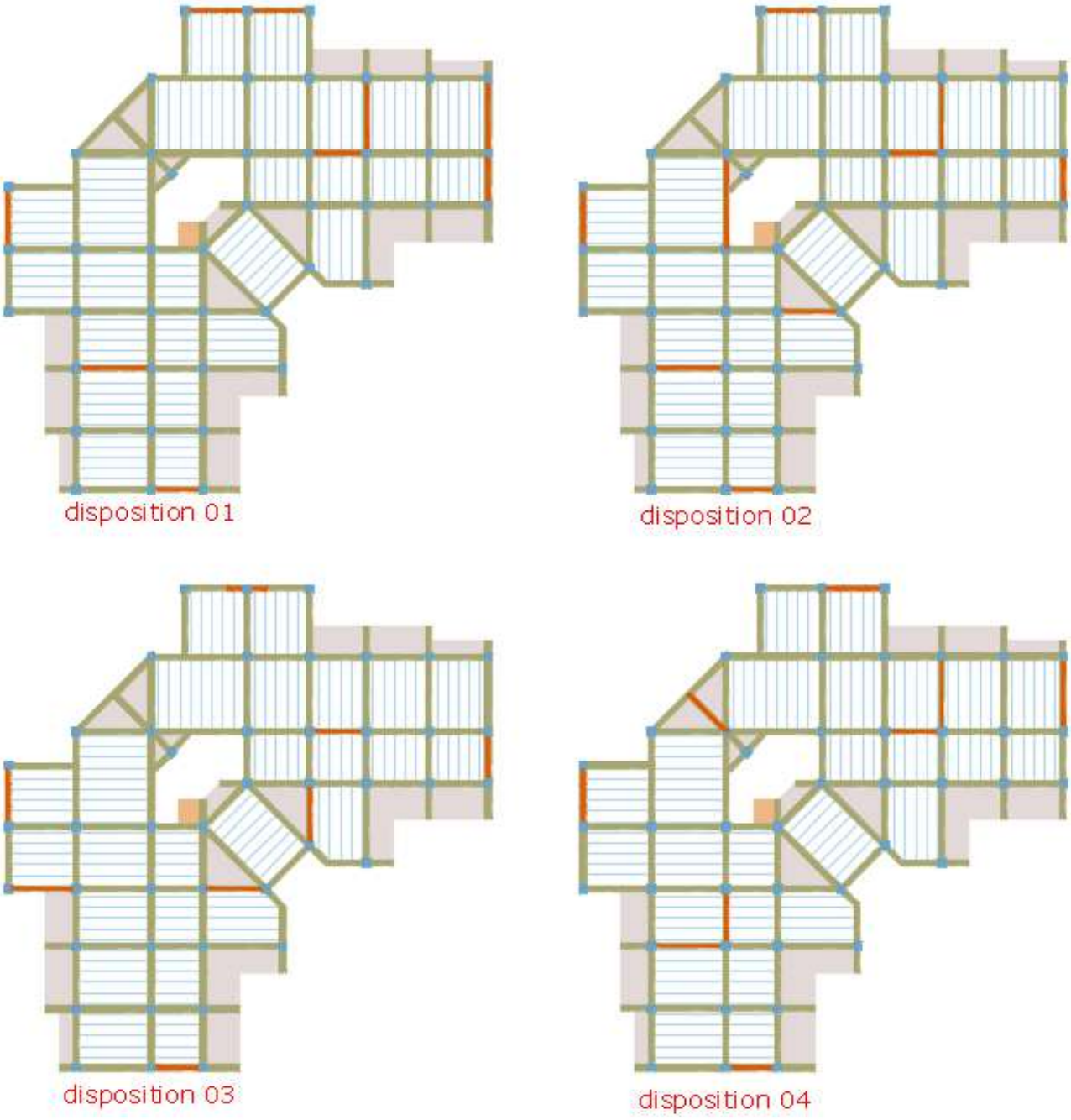


Figure IV. 2.Les Dispositions des voiles étudiées

❖ **Meilleure Dispositions des voiles :**

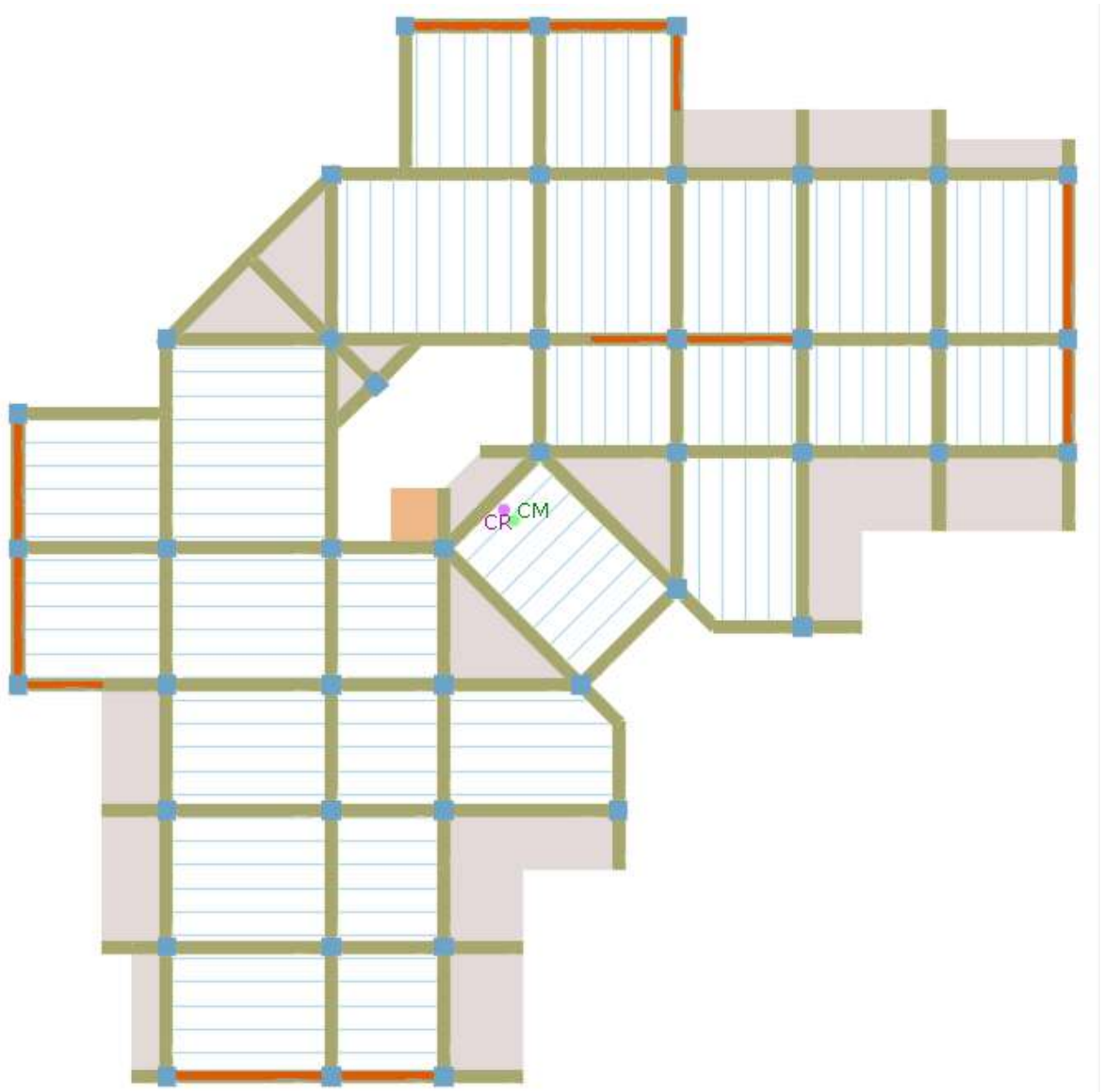


Figure IV. 3.Meilleure Dispositions des voiles

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

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

	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Niveau	Poids	XG	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR	YR
3.24	5395.075	12.674	14.210	6086.00	4797.00	12.327	14.562
6.48	5330.276	12.666	14.217	6086.00	4797.00	11.845	14.849
9.72	5273.100	12.660	14.224	6086.00	4797.00	11.602	15.004
12.96	5215.924	12.653	14.231	6086.00	4797.00	11.470	15.092
16.20	5215.924	12.653	14.231	6086.00	4797.00	11.394	15.144
19.44	5055.305	12.527	14.357	6086.00	4797.00	11.345	15.178
22.68	2594.645	10.445	16.524	6086.00	4797.00	11.285	15.219

IV.2.3. Excentricité:

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 15\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 15\% * L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

Tableau IV. 2:Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité suivant X				Excentricité suivant Y		
Niveau	**Ex = |XR-XG| (m)**	Ex adm(m)	Vérification	**Ey = |YR-YG| (m)**	Ey adm (m)	Vérification
3.24	0.347	4.03	ok	0.352	4.03	ok
6.48	0.821	4.03	ok	0.632	4.03	ok
9.72	1.058	4.03	ok	0.780	4.03	ok
12.96	1.183	4.03	ok	0.861	4.03	ok
16.20	1.259	4.03	ok	0.913	4.03	ok
19.44	1.182	4.03	ok	0.821	4.03	ok
22.68	0.840	4.03	ok	1.305	4.03	ok

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIb, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1. \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2. \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec}\ . \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec. \end{cases}$$

IV.3.3. Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone IIb, groupe d'usage 2) A=0.2

IV.3.4. Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

IV.3.5. Coefficient de comportement R :

D'appris (RPA2003 « Art 3.4.b ») : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé : R=4

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois,en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontalre présentant 25% de l'effort horizontal global

Tableau IV. 3:Justification du coefficient de comportement R suivant (X)

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz /Pot (%)	Nz /Voiles (%)	Effort	Tx /Pot (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 22.68	100	80.595	19.405	100	34.97	65.03
B_ DIAPH_ 19.44	100	82.417	17.583	100	23.93	76.07
C_ DIAPH_ 16.20	100	82.668	17.332	100	16.70	83.30
D_ DIAPH_ 12.96	100	83.052	16.948	100	12.79	87.21
E_ DIAPH_ 9.72	100	84.484	15.516	100	14.20	85.80
F_ DIAPH_ 6.48	100	84.866	15.134	100	9.96	90.04
G_ DIAPH_ 3.24	100	86.193	13.807	100	13.69	86.31

Tableau IV. 4:Justification du coefficient de comportement R suivant (Y).

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz /Pot (%)	Nz /Voiles (%)	Poids Nz	Tx /Pot (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 22.68	100	88.561	11.439	100	47.14	52.86
B_ DIAPH_ 19.44	100	89.206	10.794	100	24.98	75.02
C_ DIAPH_ 16.20	100	89.253	10.747	100	19.64	80.36
D_ DIAPH_ 12.96	100	89.368	10.632	100	14.93	85.07
E_ DIAPH_ 9.72	100	90.212	9.788	100	16.80	83.20
F_ DIAPH_ 6.48	100	90.402	9.598	100	11.83	88.17
G_ DIAPH_ 3.24	100	91.213	8.787	100	18.21	81.79

IV.3.6. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Tableau IV. 5:Facteur de qualité.

Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.15		0.15	
Q	1.15		1.15	

IV.3.7. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- Analyse modale.

1-1 Comportement modal.

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie).

2- Analyse statique et dynamique.

2-1 Stabilité de la structure.

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement.

2-1-3Vérification des déplacements inter-étage.

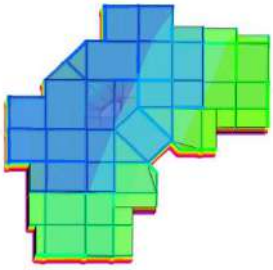
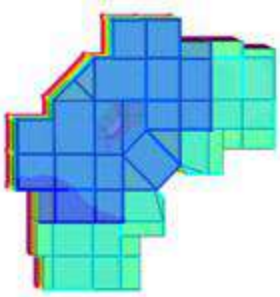
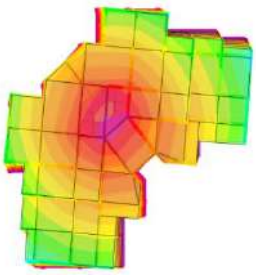
2-1-4 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

2-1-5Vérification de l'effet P-Δ.

IV.4. ANALYSE MODALE :

IV.4.1. Comportement modal :

Tableau IV. 6:Comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0.458	0.399	0.249
Participation massique suivant X	8.19	60.65	0.07
Participation massique suivant Y	60.68	8.55	0.29
Participation massique suivant Z	0.55	0.01	67.35
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autourl'axe Z

IV.4.2. Participation massique (dissipation d'énergie) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV. 7:tableaux des modes retenir.

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.458	8.159	60.675	0.552
2	0.399	68.847	69.221	0.562
3	0.249	68.913	69.515	67.916
.	.	.	.	.
22	0.078	89.027	**90.331**	69.722
.	.	.	.	.
52	0.061	**90.02**	92.274	85.024
.	.	.	.	.
95	0.049	94.064	95.777	**90.310**

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 95 mode avec un temps égale à « T=7.23 sec »

IV.5. ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE :

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

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

Donc, il faut vérifier que :

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

Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 »).

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIb, Groupe 2) ⇒ A=0.20

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.50\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 22.68}{\sqrt{26.85}} = 0.394 \qquad T_y = \frac{0.09 * 22.68}{\sqrt{26.85}} = 0.394$$

$$\Rightarrow D_x = 2.205 \quad , \quad D_y = 2.205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 34080.247\ kN$$

Tableau IV. 8:Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.20	2.205	2.205	1.15	1.15	4	34080.247	4328.191	4328.191

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.19 » sont :

$$E_{dx} = 3510.705\ kN \quad , \quad E_{dy} = 3463.569\ kN$$

Tableau IV. 9:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

/	$V(kN)$	$E_d(kN)$	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \ge 0.8$
Sens X	4328.191	3510.705	0.811	Vérifiée
Sens Y	4328.191	3463.569	0.800	Vérifiée

IV.5.2. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

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. 10:Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

hi (M)	Wi (KN)	hi*Wi (KN.M)	Fix (KN)	Fiy (KN)	MRxi(KN.M)	MRyi(KN.M)	MSxi(KN.M)	MSyi(KN.M)
3.24	5395.08	17480.04	148.77	146.77	482.02	475.55	68377.18	76664.02
6.48	5330.28	34540.19	293.97	290.02	1904.92	1879.35	67513.28	75780.53
9.72	5273.10	51254.53	436.22	430.37	4240.10	4183.17	66757.45	75004.57
12.96	5215.92	67598.38	575.33	567.60	7456.23	7356.12	65997.09	74227.81
16.20	5215.92	84497.97	719.16	709.50	11650.36	11493.94	65997.09	74227.81
19.44	5055.31	98275.13	836.41	825.18	16259.90	16041.59	63327.81	72579.01
22.68	2594.65	58846.55	500.84	494.12	11359.05	11206.54	27101.07	42873.91
Somme		412492.79	/	/	53352.59	52636.25	425070.95	491357.68

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

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

$$\frac{\mathbf{M_{Sx}}}{\mathbf{M_{Ry}}} = \frac{\mathbf{425070.95}}{\mathbf{53352.59}} = 7.97 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{\mathbf{M_{Sy}}}{\mathbf{M_{Ry}}} = \frac{\mathbf{491357.68}}{\mathbf{52636.25}} = 9.33 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

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

IV.5.3. Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »).

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 k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

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

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau IV. 11:Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(m)	δx(cm)	$R\delta_x$(cm)	Δ_x(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	εx ‰	[ε] ‰
22.68	3.24	1.058	4.232	0.700	3.24	Vérifiée	1.51	3.5
19.44	3.24	0.883	3.532	0.748	3.24	Vérifiée	1.62	3.5
16.20	3.24	0.696	2.784	0.748	3.24	Vérifiée	1.62	3.5
12.96	3.24	0.509	2.036	0.704	3.24	Vérifiée	1.52	3.5
9.72	3.24	0.333	1.332	0.612	3.24	Vérifiée	1.32	3.5
6.48	3.24	0.180	0.720	0.468	3.24	Vérifiée	1.01	3.5
3.24	3.24	0.252	0.252	0.252	3.24	Vérifiée	0.54	3.5

Tableau IV. 12:Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δx(cm)	$R\delta_x$(cm)	Δ_x(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	εx ‰	[ε] ‰
22.68	3.24	1.438	5.752	0.968	3.24	Vérifiée	2.09	3.5
19.44	3.24	1.196	4.784	1.012	3.24	Vérifiée	2.19	3.5
16.20	3.24	0.943	3.772	1.004	3.24	Vérifiée	2.17	3.5
12.96	3.24	0.692	2.768	0.948	3.24	Vérifiée	2.05	3.5
9.72	3.24	0.455	1.820	0.828	3.24	Vérifiée	1.79	3.5
6.48	3.24	0.248	0.992	0.632	3.24	Vérifiée	1.37	3.5
3.24	3.24	0.090	0.360	0.360	3.24	Vérifiée	0.78	3.5

IV.5.4. Resistance des éléments

IV.5.4.1. Vérification de cisaillement des éléments

IV.5.4.1.1. Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier : $\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right)$ ..... fissuration peu nuisible

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right)$ ..... fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

Tableau IV. 13: Vérification de cisaillement des poutres.

Elément	b(cm)	d (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification
PP (30x35)	30	32.5	100.59	1.35G+1.5Q	1.03	2.5	Vérifiée
PS (30x30)	30	27.5	37.09	1.35G+1.5Q	0.45	3.33	Vérifiée
PPL (30x35)	30	32.5	6.18	1.35G+1.5Q	0.06	3.33	Vérifiée
Longrine	30	32.5	36.96	1.35G+1.5Q	0.38	2.5	Vérifiée

Commentaire :

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

IV.5.4.1.2. Les poteaux

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \qquad ro = \begin{cases} 0{,}075 & si \ \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & si \ \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \times H}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau IV. 14: Vérification de cisaillement des Poteau.

Section(cm^2)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 45x45	1.02	G+Q+EdX	64.07	0.335	1,875	Vérifiée
Poteau 40x40	0.9	G+Q+EdX	99.24	0.662	1,875	Vérifiée
Poteau 35x35	0.9	G+Q+EdX	109.78	0.965	1,875	Vérifiée

Commentaire

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

IV.5.4.1.3. Les voiles :

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

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau IV. 15: Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
SuivanX	1	15	4.20	838.90	G + Q + Edx	2.071	5	Vérifiée
	2	15	2.90	561.91	G + Q + Edx	2.009	5	Vérifiée
	3	15	3.45	639.022	G + Q + Edx	1.921	5	Vérifiée
	4	15	3.50	546.36	G + Q + Edx	1.619	5	Vérifiée
	5	15	3.20	604.480	G + Q + Edx	1.959	5	Vérifiée
	6	15	2.20	334.53	G + Q + Edx	1.577	5	Vérifiée
	7	15	2.15	266.13	G + Q + Edx	1.284	5	Vérifiée

Tableau IV. 16: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	A	15	3.45	895.69	G + Q + Edy	2.692	5	Vérifiée
	B	15	3.5	778.02	G + Q + Edy	2.305	5	Vérifiée
	C	15	4.2	979.15	G + Q + Edy	2.418	5	Vérifiée
	D	15	2.9	655.88	G + Q + Edy	2.345	5	Vérifiée
	E	15	2.15	318.16	G + Q + Edy	1.535	5	Vérifiée

Commentaire

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

IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV. 17:Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d(kN)	$B_c(cm^2)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
6éme	35	35	233.34	1089.00	**G+Q+Edx**	0.086	Vérifiée
5éme	35	35	374.54	1089.00	**G+Q+Edx**	0.138	Vérifiée
4éme	35	35	526.27	1089.00	**G+Q+Edx**	0.193	Vérifiée
3éme	35	35	688.11	1089.00	**G+Q+Edx**	0.253	Vérifiée
2éme	40	40	861.47	1444.00	**G+Q+Edx**	0.239	Vérifiée
1ier	40	40	1041.33	1444.00	**G+Q+Edx**	0.288	Vérifiée
RDC	45	45	1236.07	1849.00	**G+Q+Edx**	0.267	Vérifiée

Conclusion

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV. 18:Les dimensions finales.

Eléments	Section	Eléments	Section
Poutres	30x35	Poteau	35x35
Poutres	30x30		40x40
Longrines	30x30		45x45
Voile de contreventement	15xL		

IV.5.6. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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. 19:Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau(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	2594.64	0.7	0.97	500.84	494.11	324	0.011	0.016	Vérifiée
19.44	5055.3	0.75	1.01	836.41	825.18	324	0.014	0.019	Vérifiée
16.2	5215.92	0.75	1.01	719.16	709.50	324	0.017	0.023	Vérifiée
12.96	5215.92	0.7	0.95	575.33	567.60	324	0.02	0.027	Vérifiée
9.72	5273.1	0.62	0.82	436.23	430.37	324	0.023	0.031	Vérifiée
6.48	5330.28	0.47	0.64	293.97	290.02	324	0.026	0.036	Vérifiée
3.24	5395.07	0.25	0.36	148.77	146.77	324	0.028	0.041	Vérifiée

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

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.

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.

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

Elément	(bxh)	M_t(kN. m)	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	M_a(kN. m)	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x35	78.87	1.35G+1.5Q	7.73	-125.01	$G+Q-E_x$	10.95
Poutres secondaires	30x30	/	/	/	-81.69	$G+Q+E_y$	8.34

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	7.73	10.95	$3HA14+3_{chp}HA14=9.24$	$3HA14+5_{chp}HA14=12.32$
Poutres secondaires	$A_{S1},A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1},A_{S2}(cm^2)$	
	8.34		$3HA14+3_{chp}HA14=9.24$	

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

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

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	57.64	-64.14	8.49	201.63	100.88	8.70	183.14	106.39	15	201.63	CV
Poutres secondaires	/	-38.09	/	/	/	6.20	167.92	69.28	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue$: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V. 4:Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	13.85	9.24	5.25	1.05	CV
Poutres secondaires	9.24	9.24	4.50	0.90	CV

V.2.3. Vérification de la flèche :

• Vérification de la flèche des poutres principales.

Tableau V. 5:Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Poutre		Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
Elément	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	[f_{adm}]	
	m	kN.m			cm²		mm		
Poutres principales	5.35	-51.59	57.65	-64.15	9.24	4.62	6	10.35	**Oui**
Poutres secondaires	1.65	0.00	20.82	-38.09	4.62	4.62	0.40	3.30	

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

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

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V. 6:La section d'armatures transversales.

Elément	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	$\emptyset$	At
Poutres principales	164.04	1.68	3.26	Oui	10	15	8	4HA8 =2,01
Poutres secondaires	91.64	1.11	3.26	Oui	10	15	8	4HA8 =2,01

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

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

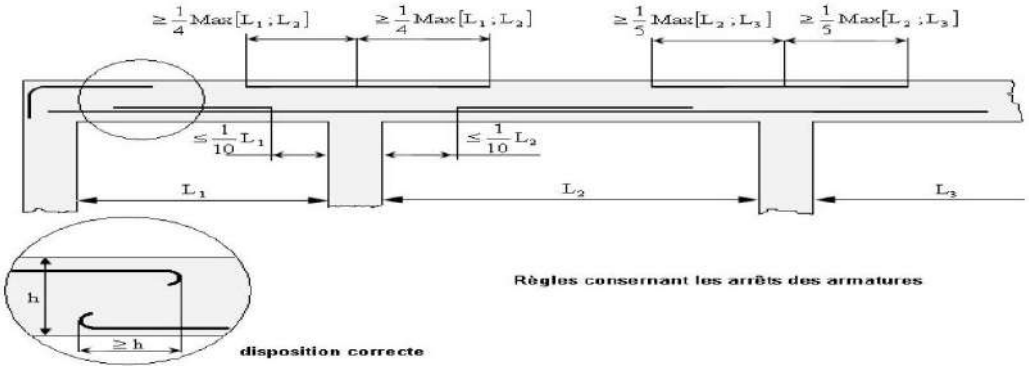


Figure V. 1: Disposition des armatures pour les poutres.

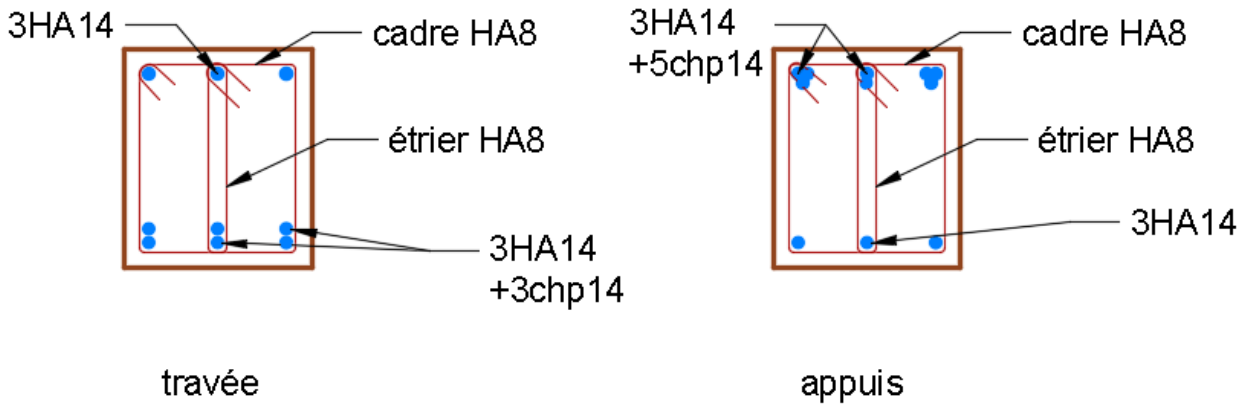


Figure V. 2:Dessin de ferraillage des poutres principales.

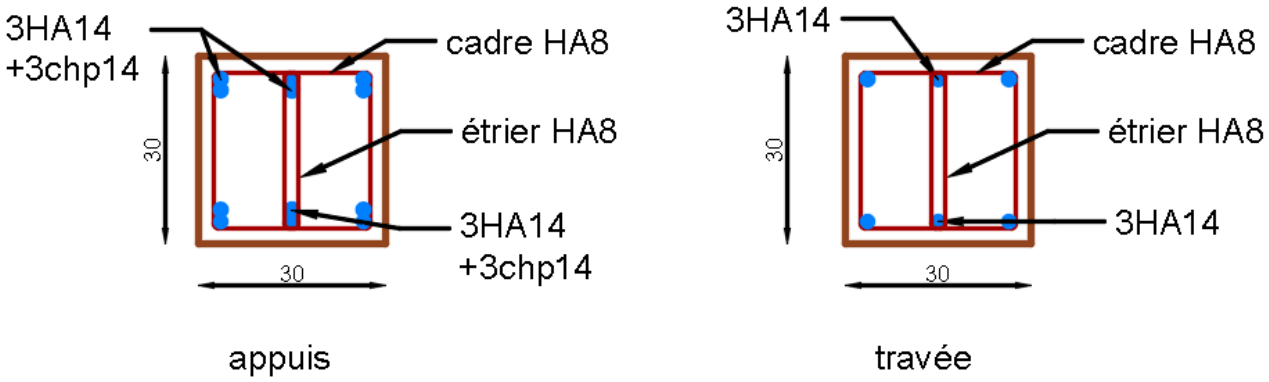


Figure V. 3:Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

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 :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad Section\ de\ béton\ comprimée \end{cases}$$

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

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 :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- 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 trois cas extrêmes suivant :

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

Remarque :

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

Tableau V. 7:La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	Sollicitations	N kN	$M_{x\ corr}$ kN.m	$M_{y\ corr}$ kN.m	As1 cm²	As2 cm²	$A_{min}(RPA)$ cm²	A choisie cm²
RDC	45x45	Nmax->Mcorr	1564.68	-3.09	0.17	2.25	1.35	18.225	12HA14 = 18.47
		Nmin ->Mcorr	875.77	0.80	2.66	2.25	1.35		
		Mmax ->Ncorr	1000.54	30.50	22.28	2.25	1.35		
1er 2éme	40x40	Nmax->Mcorr	1321.41	-6.79	-0.03	2.00	1.20	14.40	12HA14 = 18.47
		Nmin ->Mcorr	716.05	0.18	0.44	2.00	1.20		
		Mmax ->Ncorr	822.76	20.26	25.13	2.00	1.20		
3éme 4éme 5éme 6éme	35x35	Nmax->Mcorr	873.16	-7.20	0.10	1.75	1.05	11.025	8HA14 = 12.32
		Nmin ->Mcorr	427.45	0.49	4.27	1.75	1.05		
		Mmax ->Ncorr	513.76	10.06	29.27	1.75	1.05		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V. 8:Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	Section	Sollicitations	N KN	$M_{x\,corr}$ Kn.m	$M_{x\,corr}$ Kn.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
RDC	45x45	Nmax->Mcorr	1144.74	-2.32	-0.13	4.70	/	69.60	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	639.59	0.58	1.94	2.68	/	39.58	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	731.13	22.01	16.13	4.76	/	65.04	Vérifiée
1er 2éme	40x40	Nmax->Mcorr	966.67	-5.08	-0.02	5.10	/	74.66	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	523.02	2.45	3.99	3.02	/	43.31	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	601.13	14.68	18.34	5.19	/	69.20	Vérifiée
3éme 4éme 5éme 6éme	35x35	Nmax->Mcorr	638.79	5.37	0.08	4.73	/	67.84	Vérifiée
		Nmin ->Mcorr	311.60	0.36	3.11	4.42	/	34.27	Vérifiée
		Mmax ->Ncorr	375.34	10.92	21.88	6.00	6.41	74.33	Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

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

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

$$S_t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t b_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$\frac{A_t}{t b_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

$$3 > \lambda\ pour\ tous\ les\ poteaux \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.008 * t * b_1$$

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

Etage	Section	Vu	λ_g	ρ	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC	45x45	58.24	1.40	3.75	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
1er, 2éme	40x40	40.17	1.57	3.75	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
3éme,4éme 5éme,6éme	35x35	43.65	1.80	3.75	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$

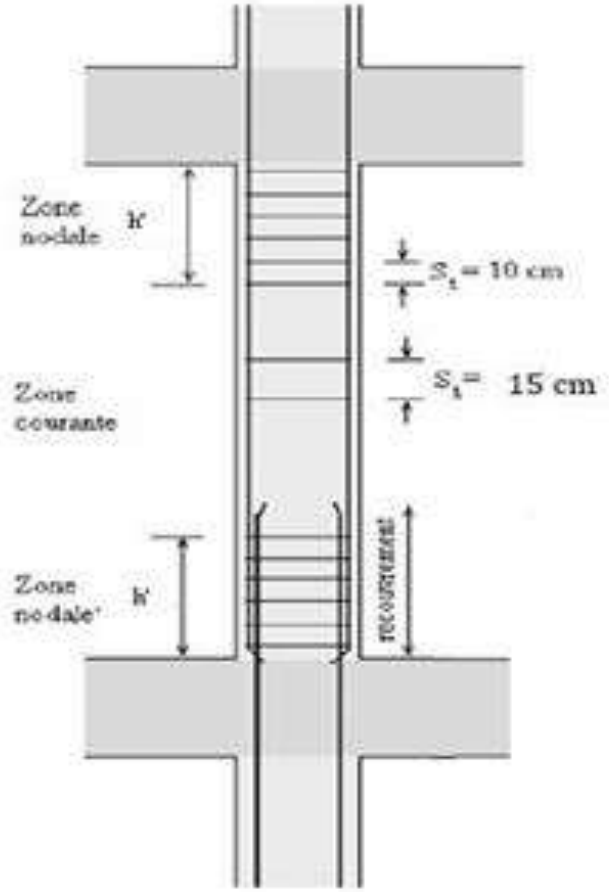


Figure V. 4:Disposition des armatures pour le poteau.

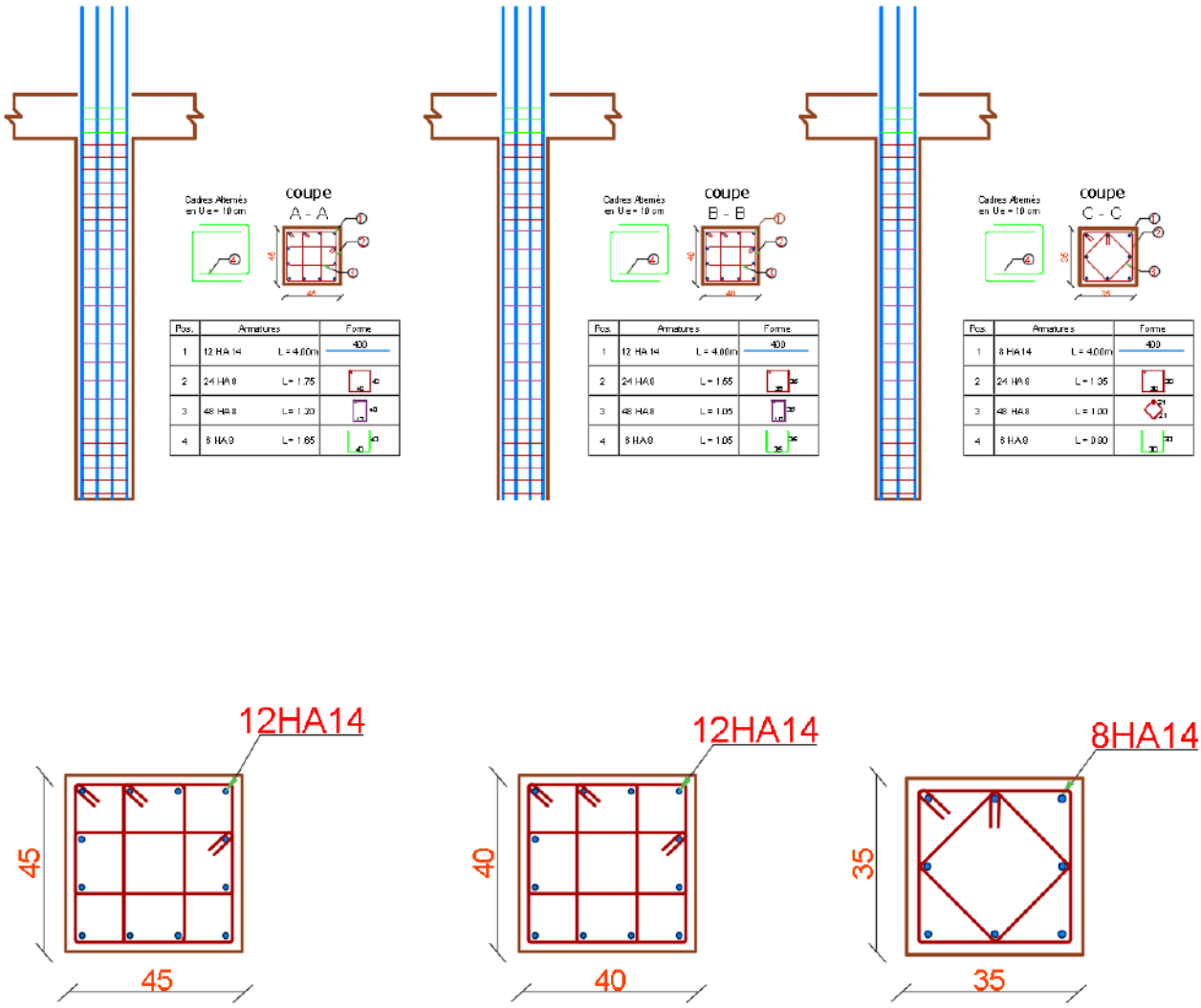


Figure V. 5:Disposition desarmatures

FERRAILLAGE DES VOILES :

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

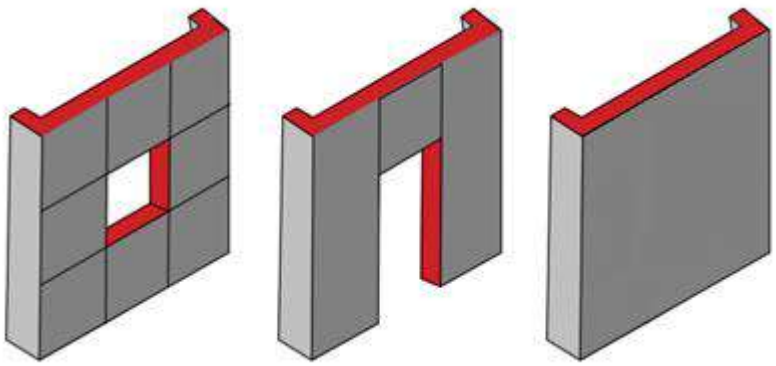


Figure V. 6:Les voiles .

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ $\quad B_t$: *La section horizontale tendue de voile.*

$A_v = 0{,}15\%B$ $\quad B$: *La section globale de voile.*

$A_v = 0{,}1\%B_c$ $\quad B_c$: *La section horizontale courante.*

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2xA_v}{axB_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

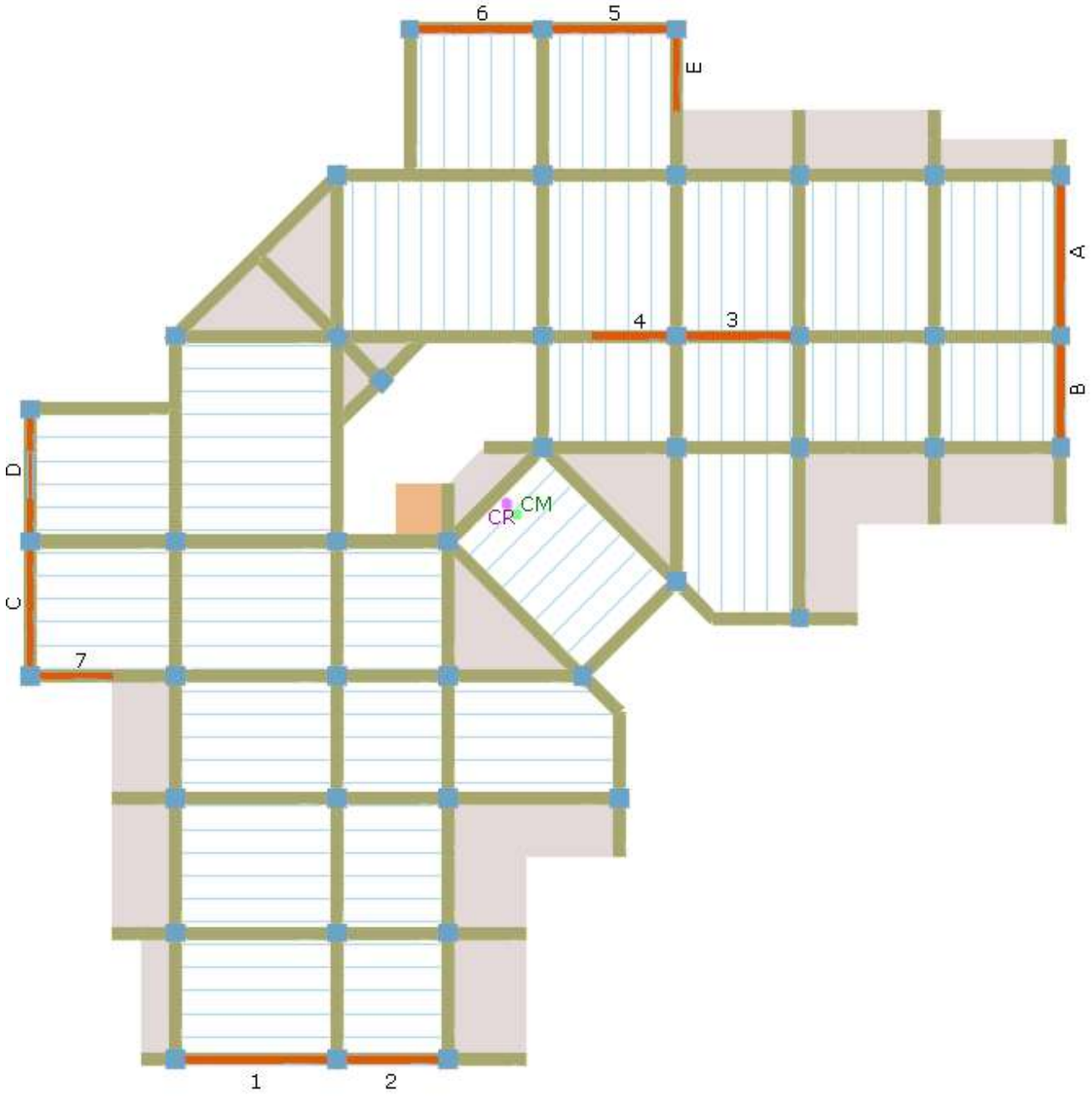


Figure V. 7.Dispositions des voiles.

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

Tableau V. 10:La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	C cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
1	15x465	23.25	46.50	2524.80	2942.75	**S.E.C**	6.98	6.98
2	15x335	16.75	33.50	2166.77	1447.95	**S.E.C**	5.03	5.03
3	15x365	18.25	36.50	244.77	-1748.21	**S.P.C**	9.92	0.00
4	15x243	12.15	24.30	-448.07	839.91	**S.P.C**	15.06	0.00
7	15x237.50	11.875	23.75	-515.35	605.85	**S.P.C**	13.50	0.00
A	15x465	23.25	46.50	2834.35	3441.59	**S.E.C**	6.98	6.98
B	15x335	16.75	33.50	2451.01	1692.64	**S.P.C**	5.03	5.03
E	15x237.50	11.875	23.75	-123.50	923.16	**S.P.C**	12.11	0.00
5'T	15x137.5	6.875	13.75	-209.92	138.85	**S.P.C**	5.42	0.00

Tableau V. 11:La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St cm	$Av_{globale}$ cm²
1	6.98	6.98	2x(4HA14)=12.32	12	2x(15HA8)= 15.08	24	39.72
2	5.03	5.03	2x(4HA14)=12.32	12	2x(10HA8)=10.05	24	34.69
3	9.92	0.00	2x(4HA14)=12.32	12	2x(11HA8)=11.06	24	35.70
4	15.06	0.00	2x(4HA16)=16.08	12	2x(6HA8)=6.04	24	38.20
7	13.50	0.00	2x(4HA16)=16.08	12	2x(6HA8)=6.04	24	38.20
A	6.98	6.98	2x(4HA14)=12.32	12	2x(15HA)=15.08	25	39.72
B	5.03	5.03	2x(4HA14)=12.32	12	2x(10HA8)=10.05	25	34.69
E	12.11	0.00	2x(4HA14)=12.32	12	2x(6HA14)=6.03	25	30.67
5'T	5.42	0.00	2x(4HA14)=12.32	12	2x(6HA12)=6.03	24	29.16

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

Tableau V. 12:Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
1	15x465	763.40	17.94	1.07	/	15.99	Oui
2	15x335	565.75	4.19	1.06	/	15.90	Oui
3	15x365	1180.30	1.99	2.02	/	30.36	Oui
4	15x243	809.80	-12.42	2.03	/	30.29	Oui
7	15x237.50	582.22	44.73	1.68	/	24.84	Oui
A	15x465	753.19	30.25	1.08	/	16.05	Oui
B	15x335	581.99	0.70	1.08	/	16.21	Oui
E	15x237.50	543.40	40.93	1.61	/	23.85	Oui
5'T	15x137.5	204.70	-8.98	0.97	/	14.41	Oui

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

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V. 13:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
1	15x465	827.6	1.85	5	Oui
2	15x335	561.9	1.74	5	Oui
3	15x365	591.31	1.68	5	Oui
4	15x243	334.52	1.43	5	Oui
7	15x237.50	227.64	0.99	5	Oui
A	15x465	979.14	2.18	5	Oui
B	15x335	631.03	1.95	5	Oui
E	15x237.50	311.16	1.359	5	Oui
5'T	15x137.50	130.76	1.08	5	Oui

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

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

Tableau V. 14:La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	h_e cm	$Av_{globale}$ cm²	Ah cm²	$Sh_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm²
1	284	39.72	26.48	10	2x(28HA8)=28.15
2	284	34.69	23.12	10	2x(28HA8)=28.15
3	279	35.70	23.80	10	2x(28HA8)=28.15
4	279	38.20	25.46	10	2x(28HA8)=28.15
7	284	38.20	25.46	10	2x(28HA8)=28.15
A	284	39.72	26.48	10	2x(28HA8)=28.15
B	284	34.69	23.12	10	2x(28HA8)=28.15
E	284	30.67	20.44	10	2x(28HA8)=28.15
D'1	279	29.16	19.44	10	2x(28HA8)=28.15

V.4.1.1. Armatures transversales

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

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 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 $40.\emptyset_{max}$.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \qquad Flexion\ simple$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \qquad Traction\ /\ compression$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

b) Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1{,}4 V_u$

Linteaux courts : $S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + (A_t \times f_e)}$; $V = min(V_1 ; V_2)$; $V_2 = 2 \times V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$ moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par : $M_c = V_l \times f_e \times Z$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$)

a) Aciers diagonales

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha} \qquad \alpha = Arctg\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \ (b \times h)$$

c) Armatures transversales

$$Pour : \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$

$$Pour : \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V. 15:Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e cm	h cm	L cm	V kN	M kN.m	τ_b MPa	$\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$	Cas
V5	RDC-5ème	15	204	120	716.15	431.95	3.64	Non	Traction/Compression
	6ème	15	102	120	88.39	46.68	0.90	Oui	Flexion simple
VC	RDC-5ème	15	204	120	916.72	533.48	4.66	Non	Traction/Compression
	6ème	15	102	120	103.74	66.99	1.05	Oui	Flexion simple

Flexion simple :

Tableau V. 16:La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_l	A_t	A_c	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
V5	6ème	1.68	1.01	3.06	2x(2HA14)=6.15	15	2HA8=1,01	2x(7HA8)=7.03
VC	6ème	2.42	1.01	3.06	2x(2HA14)=6.15	15	2HA8=1,01	2x(7HA8)=7.03

Traction/Compression :

Tableau V. 17:La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_l	At	A_c	A_d	A_l	S_t cm	A_t	A_c	A_d
V5	RDC -5ème	4.59	0.56	6.12	10.28	2x(2HA14) =6.15	15	2HA8 =1,01	2x(15HA8) =15.08	2x(4HA14) =12.32
VC	RDC -5ème	4.59	0.56	6.12	13.15	2x(2HA14) =6.15	15	2HA8 =1,01	2x(15HA8) =15.08	2x(6HA12) =13.56

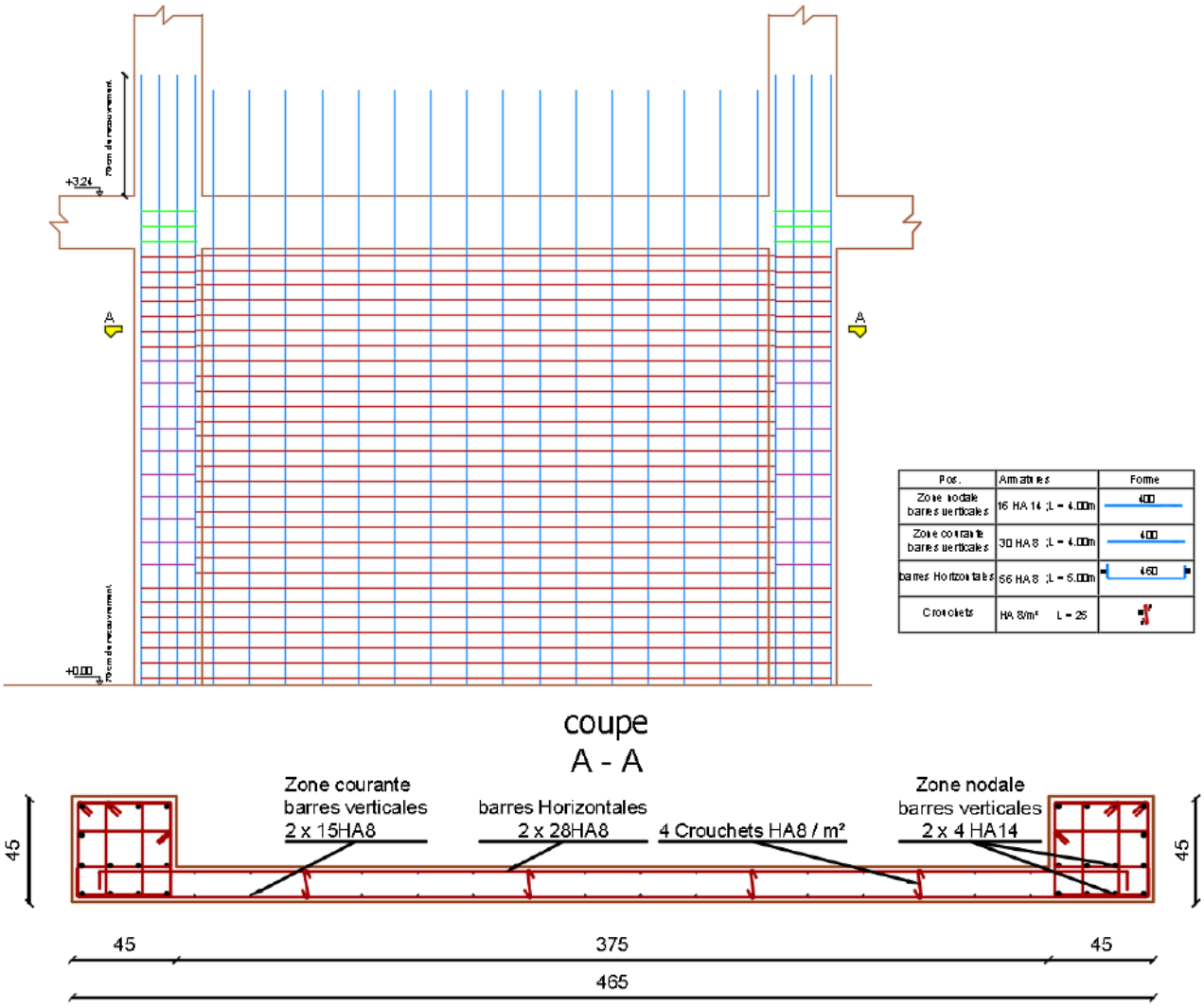


Figure V. 8:Les voiles .

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE VI :DE ETUDE 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 :

- Il s'agit d'un sol de nature Argiles marneuses légèrement sableuses.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (**W % = 13.23**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 0.40 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=22 °**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7.87**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.(**Trace**)
- Le taux de carbonates est moyen. (*28 %*)

VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 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 on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4. Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS

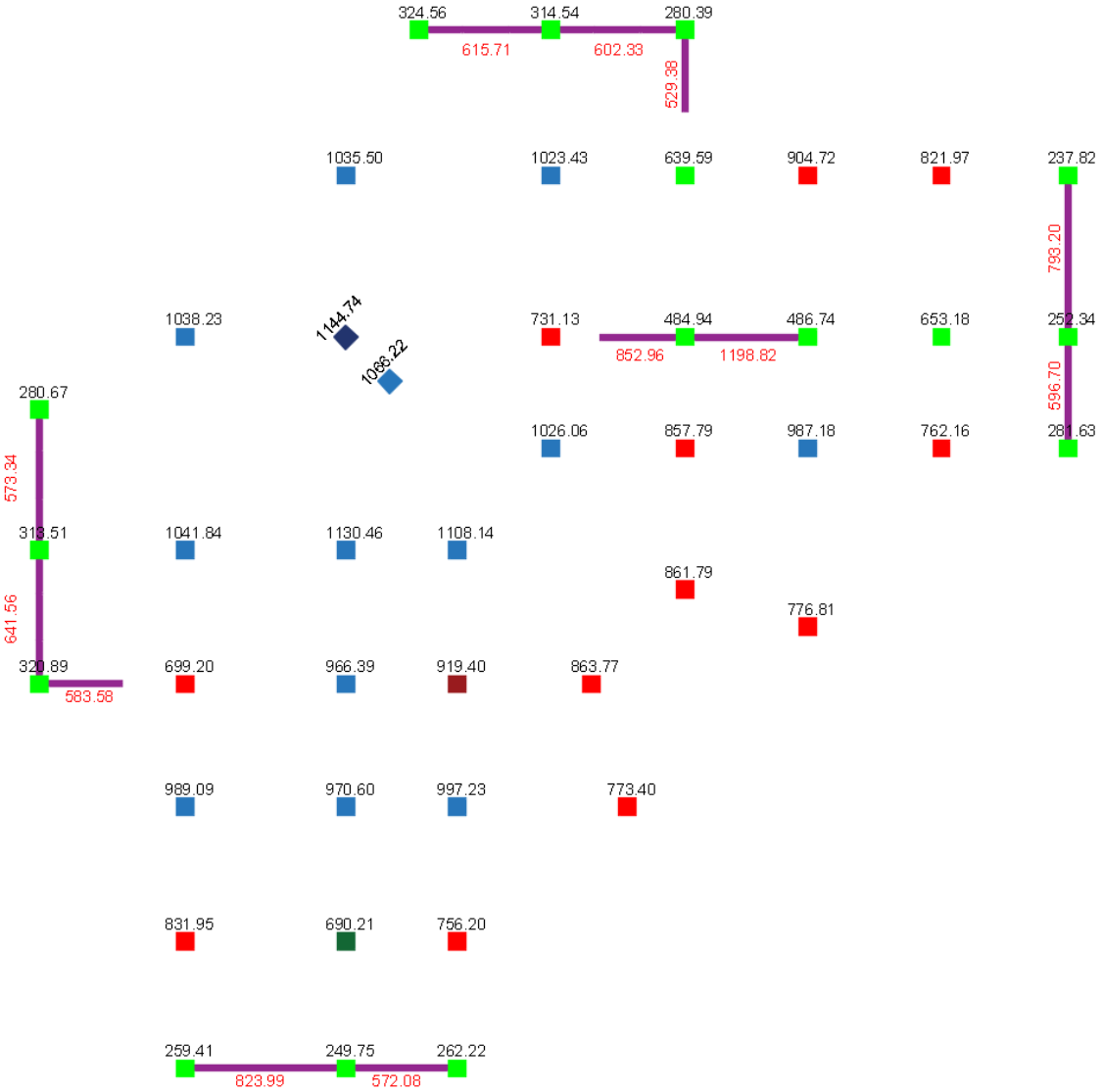


Figure VI. 1:Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5. Calcul des semelles isolées

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 : $e = \frac{M}{N}$

Diagramme trapézoïdale :$[\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B ^{3} -[N] B -[3 e_{0b} N] ≥ 0 (même pour A)

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

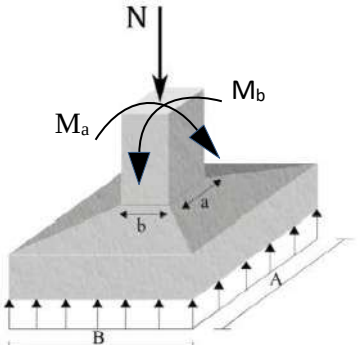


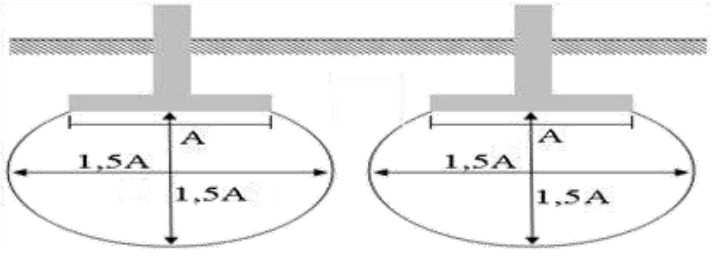
Figure VI. 2 :Semelle isolée.

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

S	a cm	b cm	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Diagramme	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	H ch (cm)
S1	45	45	1144.74	-2.32	-0.13	Trapézoïdale	2.39	2.39	2.70	2.70	60
S2	45	45	919.40	1.52	-1.59	Trapézoïdale	2.14	2.14	2.40	2.40	50
S3	45	45	690.21	-1.99	-0.15	Trapézoïdale	1.86	1.86	2.10	2.10	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 bulles 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 bulles beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.



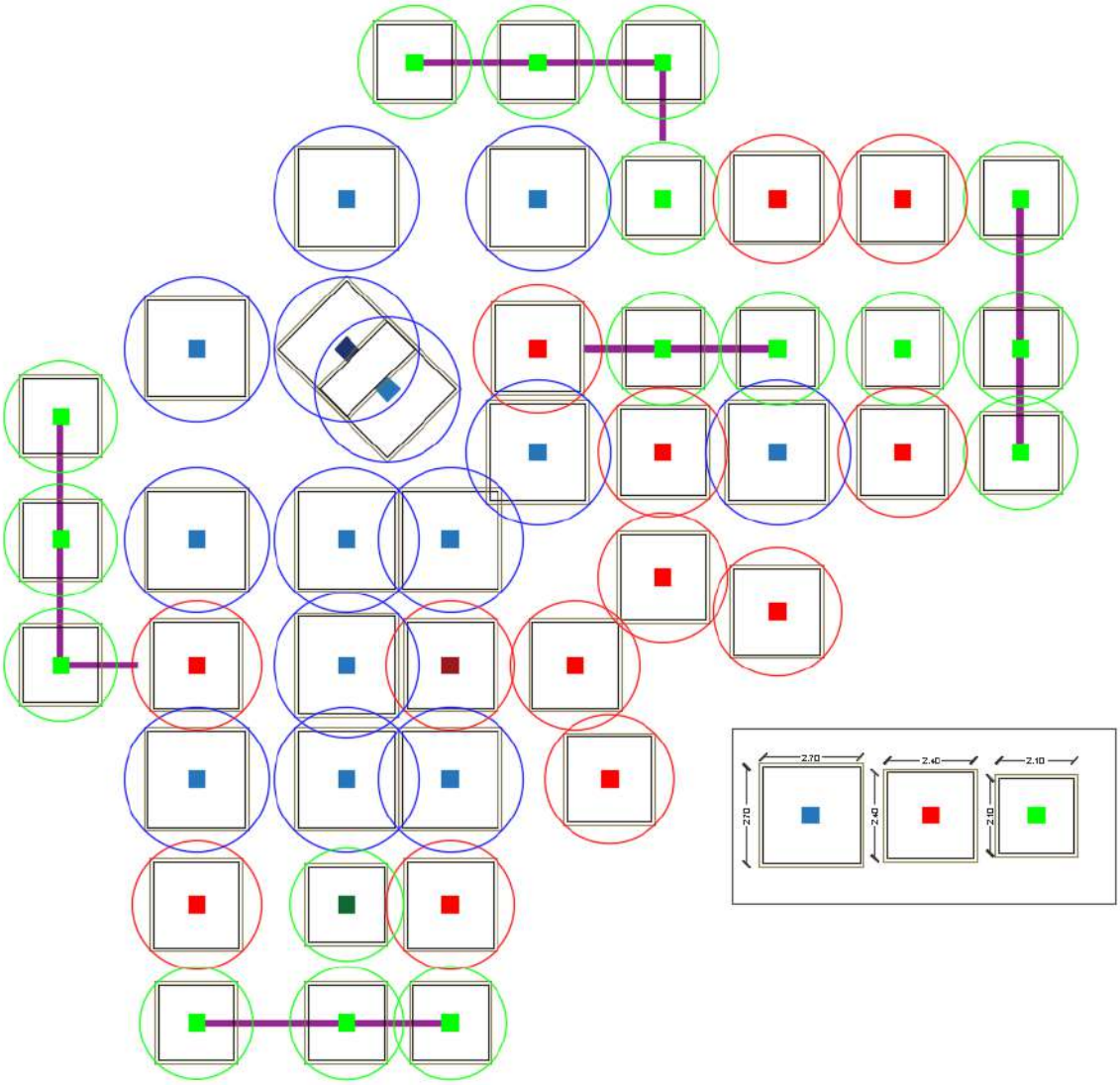


Figure VI. 3: Les bulles de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.3, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles on a 2 types de semelle a étudié : les semelles isolées et les semelles filantes.

VI.5.3. Les semelles isolées

S1: B_{ch} = 2.70m; A_{ch} = 2.70 m; h_{ch} = 60 cm

VI.5.3.1. Verifications des contraintes

On vérifie $\sigma \leq \sigma_{sol}$; $\sigma = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorces\ poteaux}+P_{remblai}}{A \times B}$

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes des semelles isolées.

S	A m	B m	N_{ser} kN	$P_{semelle}$ kN	$P_{amorces\ pot}$	$P_{remblai}$ kN	σ MPa	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S1	2.70	2.70	1038.23	109.35	5.32	94.62	1.74	Oui

VI.5.3.2. Vérification de la stabilité au renversement

Tableau VI. 3: Vérification de renversement des semelles isolées.

S	e_{0a}	e_{0b}	A/4	B/4	Vérification
S1	0.67	0,57	67,50	67,50	Oui

➢ **Pas de risque de renversement suivant les deux sens.**

VI.5.3.3. Vérification de poinçonnement

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI. 4: Vérification de poinçonnement des semelles isolées.

S	h	F_u	F_{limite}	Vérification
S1	60.00	1423.88	1890.00	Oui

➢ **Pas de poinçonnement sur la semelle.**

VI.5.3.4. Calcul de Ferraillages à l'ELU

Le ferraillage des semelles isolées se fait suivant les étapes suivantes :

On vérifie le diagramme des contraintes : $e0 \leq \frac{A}{6} ; \frac{B}{6}$

Après on vérifie :

- Méthode des bielles : $e0 \leq \frac{A}{18} ; \frac{B}{18}$
- Méthode des moments : $e0 \geq \frac{A}{18} ; \frac{B}{18}$

$N = Nu + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{remblai}$

Tableau VI. 5: Ferraillage principales des semelles isolées.

S	N kN	Ma kN.m	M_b kN.m	A_a cm²	A_b cm²	A_a cm²	A_b cm²	St cm
S1	1750.33	11.54	9.69	25.01	24.98	27 HA12= 30.54	27 HA12= 30.54	10

VI.6. Calcul 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.

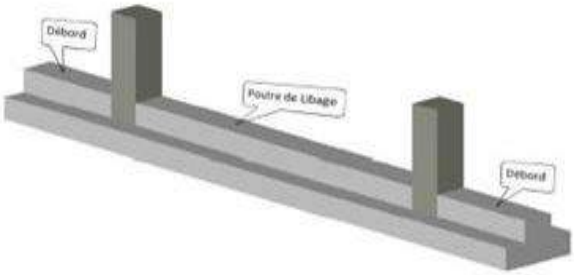


Figure VI. 4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

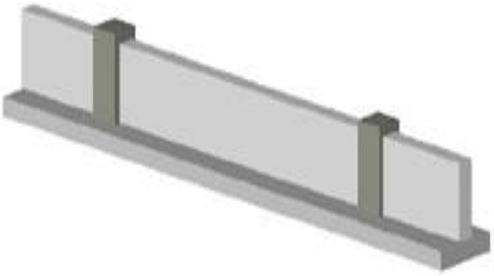


Figure VI. 5: Semelle filantes sous voiles.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

Semelle filante sous plusieurs poteaux : ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$). Transversalement considérer comme une semelle isolée ayant un effort normal N : maximum des efforts des poteaux liés à la semelle filante.

Semelle filante sous mur (voile) avec N et M : on prendre A = 1m et le dimensionnent reste comme une semelle isolée.

Tableau VI. 6: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle		A m	N_{ser} kN	$B_{calculé}$ m	$B_{adopté}$ m	$h_{adopté}$ cm	$\sigma_{sol\ calculé}$ MPa	$[\bar{\sigma}_{sol}]$ MPa
Sous Plusieurs poteaux	Sf-1	15.90	4007.41	1.26	2.10	45	1.54	2.00
	Sf-2	5.03	2210.96	2.20	2.70	60	1.97	
	Sf-3	12.52	3275.77	1.31	2.10	45	1.58	
Sous voiles	Sf V1	9.20	1681.77	0.97	2.10	45	1.27	
	Sf V2	15.75	4660.11	1.48	2.10	45	1.75	

VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), 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. 7: Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle		N_{ser} kN	$M_{ser\ corr}$ kN.m	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sous Plusieurs poteaux	Sf-1	4007.41	2.76	0.07	2.10	52.50	Oui
	Sf-2	2210.96	10.71	0.48	2.70	67.50	Oui
	Sf-3	3275.77	24.44	0.75	2.10	52.50	Oui
Sous voiles	Sf V1	1681.77	-17.41	0.85	2.10	52.50	Oui
	Sf V2	4660.11	21.19	0.45	2.10	52.50	Oui

VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI. 8: Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante		h cm	F_u kN	F_{limite} kN	Vérification
Sous Plusieurs poteaux		45.00	1547.84	1215.00	No
		60.00	1564.68	1890.00	Oui
Sous voiles	voiles	45	1000.54	2868.75	Oui
	poteaux		1637.97	1215.00	Oui

➢ **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

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Tableau VI. 9: Choix de méthode de calcul .

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
Sf-1	1547.84	2.80	0,18	11,67	Des bielles
Sf-2	1564.68	3.09	0.19	15.00	Des bielles

Les armatures principales et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$ çil

- Armatures principales

Tableau VI. 10: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u KN	A m	B m	A calculée cm^2	A choisie cm^2	St cm
Sf-1	1547.84	3.10	2.10	21.91	21 HA 12 = 23.75	15
Sf-2	1564.68	2.51	2.70	22.25	26 HA 12 = 29.41	10

- Armature de répartitions

Tableau VI. 11: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ cm^2	A choisie cm^2	St cm
Sf-1	23.75	2.10	4.03	14HA12 =15.83 cm²	15
Sf-2	29.41	2.70	7.91	18HA12 =20.36cm²	15

VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

Tableau VI. 12: Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{18}(cm)$	Méthode
Sf V1	1637.97	0.11	0.06	11.66	Des bielles

- Armatures principales

Tableau VI. 13: Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_uKN	$e_0(cm)$	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sf V1	511.87	0.11	0.02	8,54	10HA12=11,31	10

- Armature de répartitions

Tableau VI. 14: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	A calculée cm^2	St cm
Sf V1	11,31	2.10	5.93	14HA12 =15.83	15

VI.6.5. Pré 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(inférieur , supérieur, meme) à la 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 : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3 sol moyen).
- hp : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI. 15 : Pré dimensionnement des poutres de libage.

Poutre de libage	L_{max} m	$h_{p\ calculé}$ m	$h_{p\ adopté}$ m	b_p m
	3.50	0.45	0.75	0.50

VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI. 16 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.

Poutre de libage cm²	F kN	F limite kN	Nu≤ F_{limite}
50x75	1547.84	2700.00	Vérifiée

VI.6.7. 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) = 2,50 MPa…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI. 17: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
PL 1	50	75	834.05	2.32	2,50	Oui

VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol F (kN/m²) par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\sigma}_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{BxL} \qquad \boldsymbol{\sigma}_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{BxL}$$

Avec :

- ∑Ni: 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 F (KN/m). Les valeurs de F sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$ $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

Tableau VI. 18: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL 1	2.09	1.54	439.93	322.43

VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI. 19: Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
PL 1	50x75	330.57	-409.96	13.85	17.40

VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI. 20: Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL 1	330.57	-409.96	13.85	17.40	5HA16+2chpHA16 = 14,07	5HA16+4chpHA16 = 18.10

Sections minimale :

A_{min} = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4).

Tableau VI. 21: Vérification de sections d'armatures.

Elément	A_t(cm²)	A_a(cm²)	A_{tmin}(cm²)	A_{min}(cm²)	Vérification
PL 1	14.07	24.12	3.75	18.75	Oui

VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS

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

Tableau VI. 22: Vérification des contraintes normales des poutres de libages.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiction
PL 1	Appui	-300.47	6.57	15	Oui	201,63	84.59	201,63	Non
	Travée	242.28	5.77	15	Oui	201,63	72.76	201,63	Non

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

Tableau VI. 23: La section calculée et choisie des poutres de libages.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL 1	242.28	-300.47	18.71	23.48	5HA16+5chpHA16 = 20.11	5HA16+7chpHA16 = 24.13

VI.6.8.4. Armature transversales

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

Tableau VI. 24: Armateurs transversales.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
50	75	834.05	2.32	15	15	8	4HA8= 2,01

VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si L ≤ 5 m.

$[\mathbf{f}]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{1000}$ Si > 5 m.

Tableau VI. 25: Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	[f_{adm}]	
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		**Oui**
50	75	3.50	-272.8	242.28	-60.57	20.11	10.05	0.80	7.00	

VI.6.8.6. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 75 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 3.30 Hcm², donc on adopte 4HA12 = 4.52cm².

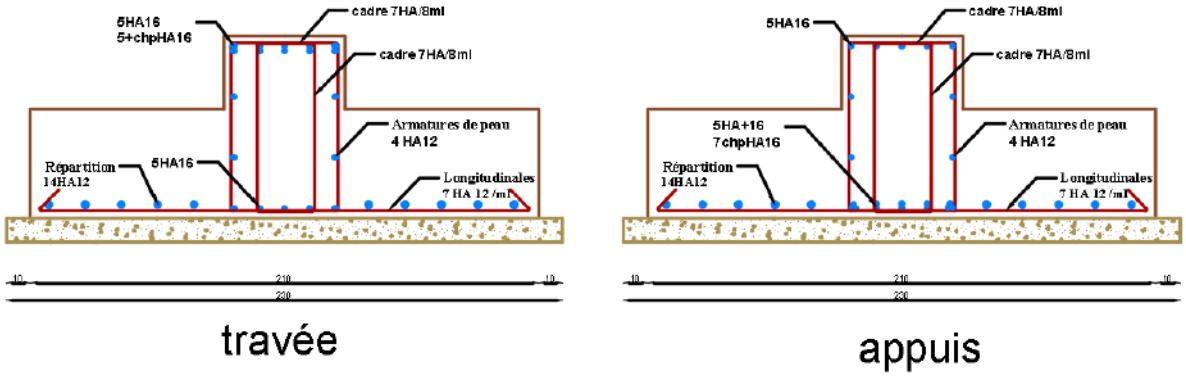
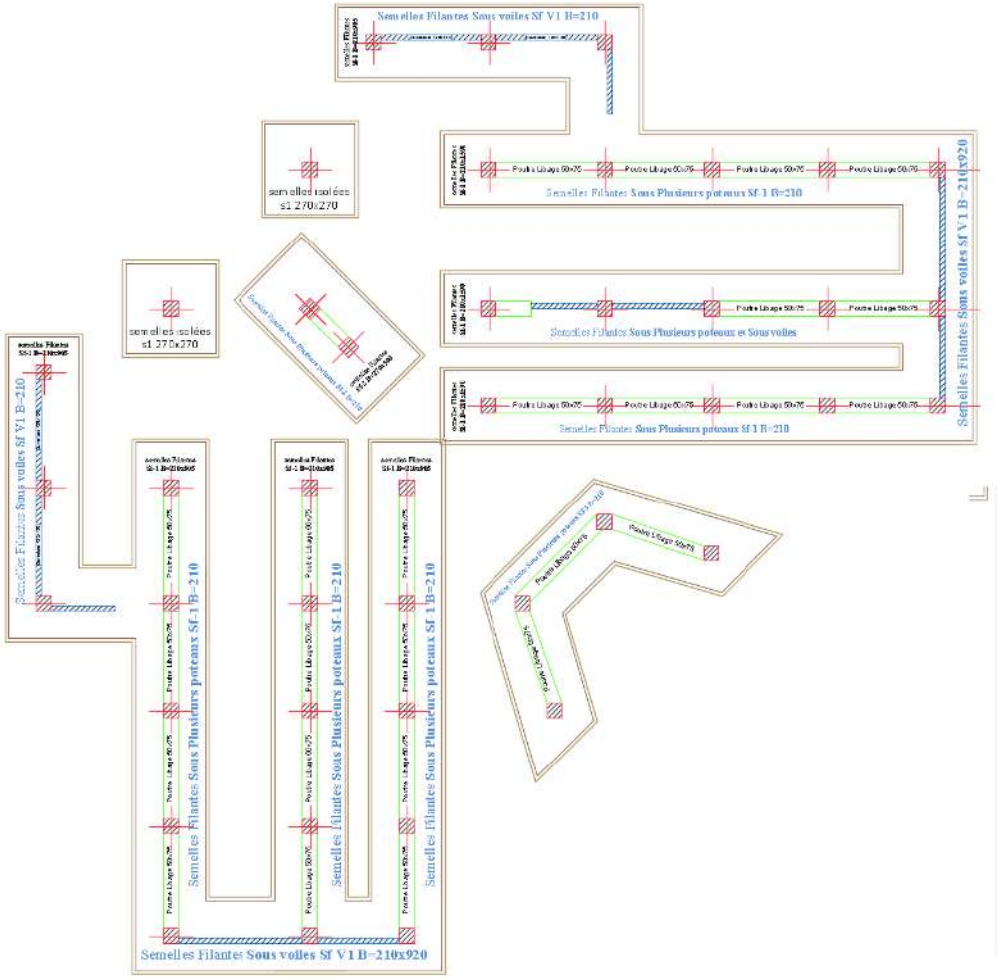


Figure VI. 6: Dessin de ferraillage de poutre de libage.



VI.7. Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations due au sol (tassement, gonflement, soulèvement …) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux Appui continue pour les murs double cloison

VI.7.1. 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 :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20\ KN$$

α : (zone IIb / site 3) = 10

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

$$Fu = \frac{1564.68}{10} = 156.46\ kN \quad ; \quad A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{156.46}{400/1,15} = 4.50\ cm^2$$

- **Choix des Armatures**

➢ Section minimale : 0,6 % (bxh) = 0,6% 0,30x0,35 = 6,30 cm².

Tableau VI. 26: Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculée}$	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Longrines	4.50	6,30	6HA12 = 6.79

VI.7.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

$$Fser = \frac{Nser}{\alpha} \; ; \; \sigma s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma s}$$

Tableau VI. 27: Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser kN	α	σb MPa	σs MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa	
1144.74	10	/	168.58	/	201,63	Oui

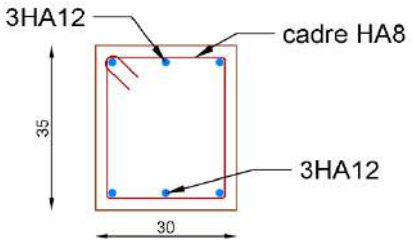


Figure VI. 7: Dessin de ferraillage des longrines.

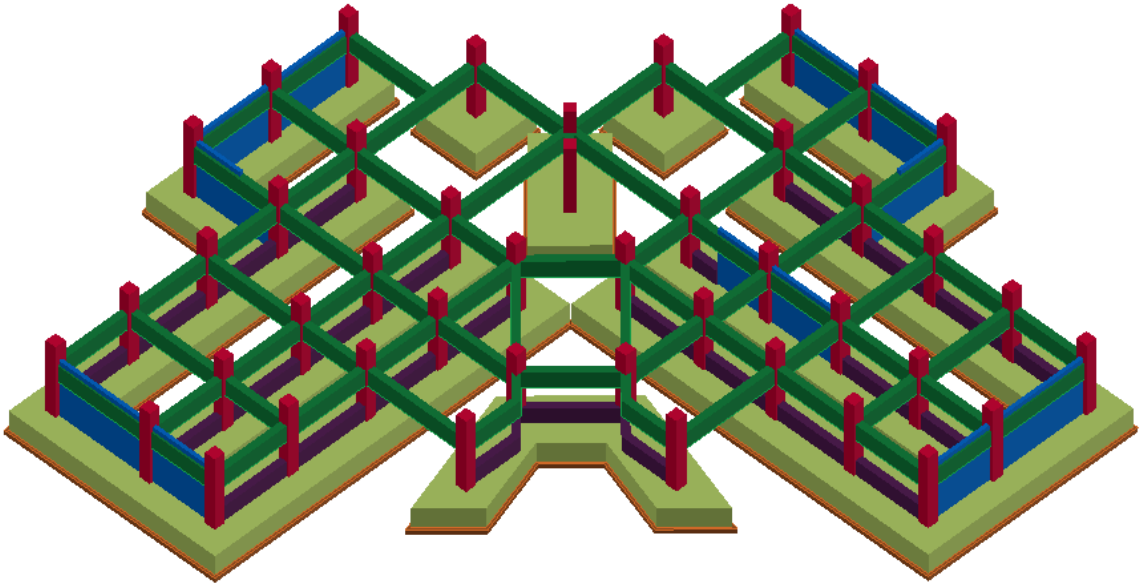


Figure VI. 8 : Dimensionnement finales des semelle vue en plan et en 3D.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires , on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant toute notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir: La sécurité, la fonction, l'économie et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

📖 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 version 20».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural Detailing 2020.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

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

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.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 homogéne 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 λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

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 f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_{v-} f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & SI \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & SI \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

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.

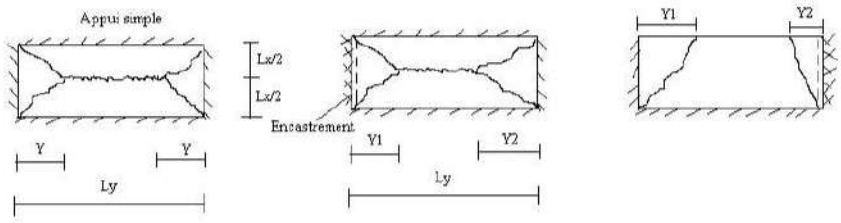
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

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.

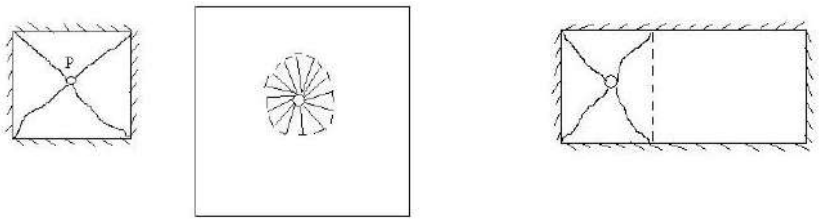
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



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.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale 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.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

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 coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\ M_0$$

$$M_a = -0{,}5\ M_0$$

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 :

$$M_{tx} = 0{,}85\ M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\ M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\ M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

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 :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [2h \text{ et } 22 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$$a \leq \text{Min } [4h \text{ et } 45 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (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 Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa 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 **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

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 $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:
$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

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

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

ANNEXE

CALCUL LES FONDATIONS