REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de la Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment à usage multiple en (Sous-sol+RDC+6étages) implanté à Alger

---

Présenté par
DIFALLAH Younes
EULDJI Akram

Proposé et dirigé par
YOUSFI Mahfoud

Promotion 2019

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en particulier, nous tenons à remercier le Dieu qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à Mr. Yousfi Mahfoud, Mr. Ouldterki Benaissa et Mr. Diffallah Aissa, Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire.

Difallah Younes

Euldji Akram

Dédicace

Merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMAN que j'adore.

A mon PERE, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.

A mes sœurs Hania et Faten, mes belles fleurs que j'aime si fort.

A Mon chère frère, Zoheir.

A toute la famille Euldji et Ouldkhaoua.

A mon binôme YOUNES, Merci pour les bons moments que nous avons passé ensemble.

À mes amis intimes et à tous mes collègues de 2^{éme} année master génie civil promotion 2018/2019.

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

« AKRAM »



Dédicace

Merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMAN que j'adore.

A mon PERE, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.

A ma sœur Fella, ma belle fleur que j'aime si fort.

A Mes chères frères, Abdelnour et Rayane.

A toute la famille Difallah et Badaoui.

A mon binôme AKRAM, Merci pour les bons moments que nous avons passé ensemble.

À mes amis intimes et à tous mes collègues de 2^{éme} année master génie civil promotion 2018/2019.

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

« YOUNES »



ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي+ستة طوابق) ذات استعمال متعدد (استعمال سكني مع موقف سيارات ومحلات تجارية) والتي تم بناؤها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن منطقة ذات زلزال قوي (منطقة III) حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003).
مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية والعمودية مضمونة بواسطة نظام مكون من الجدران الحاملة المشكلة من الخرسانة المسلحة.
قياس الأبعاد وحساب تسليح كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:
- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003).
- قواعد تصميم وحساب الهياكل من الخرسانة المسلحة (CBA93).
تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج (SAP2000 version 20.2.0).
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: الهياكل، الخرسانة المسلحة، تسليح، الأساس، الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé en (Sous-sol+RDC+6étages) à usage multiple (habitation avec parking et des locaux commerciales), qui est implanté à la wilaya d'Alger classée comme zone de forte séismicité (zone III) selon le (RPA99 version 2003).
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur :
- Les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003).
- Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 20.2.0 ».
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

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

Abstract

This project is a study of a building from reinforced concrete (Basement+ground floor+6floors) for multiple use (residential with parking and commercial premises). It was implanted in Algiers classified as high seismic zone (zone III) according to (RPA99 version 2003).
The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of bracing constituted of bearing walls from reinforced concrete.
The design and the calculation of reinforcement of all the resistant elements was established in accordance with the Algerian regulations (RPA99 version 2003 & CBA93).
The dynamic study is done according to the numerical method based on the finite elements method with the help of the software "SAP2000 version 20.2.0".
Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keys words: structure, reinforced concrete, reinforcement, foundation, dynamic study.

SOMMAIRE

Remerciement.....
Dédicace .....
Résumé .....
Sommaire.....
Liste des tableaux .....
Liste des figures.....
Notations.....
Introduction générale..... 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 2
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES 2
I.3.1. Dimensions en élévation 2
I.3.2. Dimensions en plan 2
I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE 3
I.4.1. Classification de la zone 3
I.4.2. Classification du sol 3
I.4.3. Classification de l'ouvrage 3
I.4.3.1. Selon leur importance 3
I.4.3.2. Selon leur configuration 3
I.4.3.2.1. Régularité en plan 3
I.4.3.2.2. Régularité en élévation 3
I.4.4. Classification du système de contreventement 3
I.5. ELEMENTS DE L'OUVRAGE 3
I.5.1. Planchers 3
I.5.2. Maçonnerie 3
I.5.3. Escaliers 4
I.5.4. Loggias 4
I.5.5. Acrotère 4
I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 4
I.6.1. Béton 4
I.6.2. Acier 4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. INTRODUCTION 5
II.2. PLANCHERS 5
II.2.1. Pré dimensionnement 5
II.2.1.1. Plancher à corps creux 5
II.2.1.2. Plancher en dalle pleine 5
II.2.2. Évaluation des charges 6
II.2.2.1. Charges permanentes 6
II.2.2.1.1. Maçonnerie 6
II.2.2.1.2. Plancher de terrasse 6

II.2.2.1.3. Plancher d'étage courant 7
II.2.2.1.4. Plancher de sous-sol 8
II.2.2.2. Charges d'exploitations 8
II.3. POUTRES 9
II.4. POTEAUX 9
II.4.1. Etapes de pré dimensionnement 9
II.4.2. Calcul de l'effort normal limite 10
II.4.3. Choix du poteau le plus sollicité 11
II.4.4. Calcul des charges revenant aux poteaux 12
II.4.4.1. Charges permanentes 12
II.4.4.2. Charges d'exploitations 12
II.4.5. Calcul de l'effort normal ultime 13
II.4.6. Vérification des conditions 13
II.4.6.1. Pour les poteaux 13
II.4.6.2. Pour les poutres 13
II.5. LONGRINES 14
II.6. VOILES 14
II.7. CONCLUSION 15

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. INTODUCTION 16
III.2. ACROTÈRE 16
III.2.1. Introduction 16
III.2.2. Evaluation des charges 16
III.2.3. Détermination des efforts 16
III.2.4. Ferraillage (à l'ELU) 16
III.2.4.1. Données 16
III.2.4.2. Armatures 17
III.2.5. Espacement 17
III.2.6. Vérifications 17
III.2.7. Schéma de ferraillage 17
III.3. ESCALIERS 18
III.3.1. Introduction 18
III.3.2. Pré dimensionnement 18
III.3.3. Evaluation des charges 18
III.3.3.1. Paillasse 18
III.3.3.2. Palier 18
III.3.4. Détermination des efforts 19
III.3.5. Ferraillage (à l'ELU) 20
III.3.5.1. Données 20
III.3.5.2. Armatures 20
III.3.5.2.1. Principales 20
III.3.5.2.2. De répartition 20
III.3.6. Espacement 20
III.3.7. Vérifications 21
III.3.7.1. Des contraintes 21
III.3.7.2. De la flèche 21

III.3.8. Schéma de ferraillage 21
III.4. PLANCHERS (POUTRELLES) 22
III.4.1. Introduction 22
III.4.2. Dimensions 22
III.4.3. Calcul 22
III.4.3.1. Avant coulage 22
III.4.3.1.1. Evaluation des charges 22
III.4.3.1.2. Calcul des étaiements 22
III.4.3.2. Après coulage 23
III.4.3.2.1. Evaluation des charges 23
III.4.3.2.2. Détermination des efforts 23
III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) 24
III.4.3.2.4. Vérifications 25
III.4.4. Dalle de compression 25
III.4.5. Schéma de ferraillage 26
III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE) 27
III.5.1. Introduction 27
III.5.2. Dalle reposant sur deux appuis 27
III.5.2.1. Evaluation des charges 27
III.5.2.2. Détermination des efforts 27
III.5.2.3. Ferraillage (à l'ELU) 28
III.5.2.3.1. Données 28
III.5.2.3.2. Armatures 28
III.5.2.3.3. Espacement 28
III.5.2.4. Vérifications 28
III.5.2.4.1. Des contraintes 28
III.5.2.4.2. De la flèche 28
III.5.3. Dalle reposant sur trois appuis 29
III.5.3.1. Evaluation des charges 29
III.5.3.2. Détermination des efforts 29
III.5.3.3. Ferraillage (à l'ELU) 30
III.5.3.3.1. Données 30
III.5.3.3.2. Armatures 30
III.5.3.3.3. Espacement 30
III.5.3.4. Vérifications 30
III.5.3.4.1. Des contraintes 30
III.5.3.4.2. De la flèche 30
III.5.4. Schémas de ferraillage 30

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION 31
IV.2. DISPOSITION DES VOILES 31
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 31
IV.4. MODELISATION 31
IV.5. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES 32
IV.5.1. Centre de masse et centre de rigidité 32
IV.5.2. Excentricité théorique et admissible 32

IV.5.3. Spectre de réponse 33
IV.5.4. Coefficient d'accélération 33
IV.5.5. Pourcentage d'amortissement critique 33
IV.5.6. Facteur de correction d'amortissement 33
IV.5.7. Justification du coefficient de comportement 34
IV.5.7.1. Suivant l'axe (X) 34
IV.5.7.2. Suivant l'axe (Y) 34
IV.5.8. Facteur de qualité 35
IV.5.9. Périodes caractéristiques 35
IV.6. RESULTATS DES ANALYSES DYNAMIQUES 35
IV.6.1. Analyse modale 35
IV.6.1.1. Comportement modal de la structure 35
IV.6.1.2. Participation massique 36
IV.6.2. Analyse statique et dynamique 36
IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base 36
IV.6.2.2. Vérification de la stabilité au renversement 37
IV.6.2.3. Vérification du déplacement en tête 37
IV.6.2.3.1. Suivant l'axe (X) 37
IV.6.2.3.2. Suivant l'axe (Y) 37
IV.6.2.4. Vérification des déplacements inter-étages 38
IV.6.2.4.1. Suivant l'axe (X) 38
IV.6.2.4.2. Suivant l'axe (Y) 38
IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments 39
IV.6.2.5.1. Poutres 39
IV.6.2.5.2. Poteaux 39
IV.6.2.5.3. Voiles 40
IV.6.2.6. Vérification de l'effort normal réduit 40
IV.6.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ 41
IV.7. CONCLUSION 41

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

V.1. INTRODUCTION 42
V.2. POUTRES 42
V.2.1. Recommandations des règlements 42
V.2.1.1. Règlement 'RPA99v2003' 42
V.2.1.1.1. Armatures longitudinales 42
V.2.1.1.2. Armatures transversales 42
V.2.1.2. Règlement 'CBA93' 42
V.2.1.2.1. Armatures longitudinales 42
V.2.1.2.2. Armatures transversales 42
V.2.2. Poutres porteuses 43
V.2.2.1. Détermination des efforts 43
V.2.2.2. Ferraillage 43
V.2.2.2.1. Armatures longitudinales 43
V.2.2.2.2. Armatures transversales 44
V.2.2.3. Vérifications 44
V.2.2.3.1. Des contraintes 44

V.2.2.3.2. De la flèche 45
V.2.2.4. Schémas du ferraillage 45
V.2.3. Poutres non porteuses 46
V.2.3.1. Détermination des efforts 46
V.2.3.2. Ferraillage 47
V.2.3.2.1. Armatures longitudinales 47
V.2.3.2.2. Armatures transversales 47
V.2.3.3. Vérifications 47
V.2.3.4. Schémas du ferraillage 48
V.3. POTEAUX 49
V.3.1. Recommandation du règlement 'RPA99v2003' 49
V.3.1.1. Armatures longitudinales 49
V.3.1.2. Armatures transversales 49
V.3.2. Ferraillages (à l'ELU) 50
V.3.2.1. Armatures longitudinales 50
V.3.2.2. Armatures transversales 50
V.3.3. Vérifications 51
V.3.4. Schémas du ferraillage 51
V.4. VOILES 52
V.4.1. Recommandations des règlements 52
V.4.1.1. Règlement 'RPA99v2003' 52
V.4.1.2. Règlement 'CBA93' 52
V.4.2. Méthode de calcul 53
V.4.3. Ferraillage 54
V.4.3.1. Trumeaux 54
V.4.3.1.1. Armatures verticales 54
V.4.3.1.2. Armatures horizontales et transversales 56
V.4.3.2. Linteaux 59
V.4.3.2.1. Traction/compression 59
V.4.3.2.2. Flexion simple 59
V.4.4. Vérification 60

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION 61
VI.2. RECONNAISSANCES DU SOL 61
VI.3. LONGRINES 61
VI.3.1. Ferraillage (à l'ELU) 61
VI.3.1.1. Armatures longitudinales 61
VI.3.1.2. Armatures transversales 61
VI.3.2. Vérifications 61
VI.3.3. Schéma de ferraillage 61
VI.4. VOILES PERIPHERIQUES 62
VI.4.1. Evaluation des charges 62
VI.4.2. Détermination des efforts 62
VI.4.3. Ferraillage (à l'ELU) 63
VI.4.3.1. Données 63
VI.4.3.2. Armatures 63

VI.4.3.3. Espacement 63
VI.4.4. Vérifications 63
VI.4.5. Schéma du ferraillage 63
VI.5. FONDATIONS 64
VI.5.1. Semelles isolées 64
VI.5.1.1. Pré dimensionnement 64
VI.5.1.2. Vérification de chevauchement 65
VI.5.1.3. Dimensions finales 65
VI.5.1.4. Vérification des contraintes sous la semelle 66
VI.5.1.5. Vérification de la stabilité au renversement 66
VI.5.1.6. Vérification de poinçonnement 66
VI.5.1.7. Ferraillage de la semelle 66
VI.5.2. Semelles filantes 67
VI.5.2.1. Semelles sous plusieurs poteaux 67
VI.5.2.1.1. Pré dimensionnement 67
VI.5.2.1.2. Vérification des contraintes sous la semelle 68
VI.5.2.1.3. Vérification de poinçonnement 68
VI.5.2.1.4. Dimensionnement de la poutre de libage 68
VI.5.2.1.5. Ferraillage de la semelle 69
VI.5.2.2. Semelle sous un voile et des poteaux 70
VI.5.2.2.1. Pré dimensionnement 70
VI.5.2.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle 70
VI.5.2.2.3. Vérification de poinçonnement 70
VI.5.2.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage 70
VI.5.2.2.5. Ferraillage de la semelle 71
VI.5.2.3. Semelles filantes sous un voile 72
VI.5.2.3.1. Pré dimensionnement 72
VI.5.2.3.2. Vérification des contraintes sous la semelle 72
VI.5.2.3.3. Vérification de poinçonnement 72
VI.5.2.3.4. Ferraillage de la semelle 72
Conclusion générale 74
Références bibiliographiques .....
Annexes .....

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1.Caractéristiques du béton. 4
Tableau I.2.Caractéristiques de l'acier. 4
Tableau II.1.Charge permanente du mur simple cloison. 6
Tableau II.2.Charge permanente du mur double cloison. 6
Tableau II.3.Charge permanente du plancher de terrasse (corps creux). 6
Tableau II.4.Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine). 7
Tableau II.5.Charge permanente du plancher d'étage courant (corps creux). 7
Tableau II.6.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine). 7
Tableau II.7.Charge permanente du plancher de sous-sol (intérieure). 8
Tableau II.8.Charge permanente du plancher de sous-sol (extérieure). 8
Tableau II.9: Charge d'exploitation des différentes planchers. 8
Tableau II.10.Pré dimensionnement des poutres. 9
Tableau II.11.Calcul de l'effort normal limite. 10
Tableau II.12.Calcul des charges permanentes. 12
Tableau II.13.Calcul des charges d'exploitations. 12
Tableau II.14.Calcul de l'effort normale ultime. 13
Tableau II.15.Vérification des dimensions des poteaux. 13
Tableau II.16.Vérification des dimensions des poutres. 13
Tableau II.17.Résultats de pré dimensionnement des éléments. 15
Tableau III.1.Evaluation des charges. 16
Tableau III.2.Détermination des efforts. 16
Tableau III.3.Paramètres de calcul. 16
Tableau III.4.Armatures verticales et horizontales. 17
Tableau III.5.Espacement des armatures. 17
Tableau III.6.Vérification des contraintes normales et de cisaillement 17
Tableau III.7.Dimensions de l'escalier. 18
Tableau III.8.Pré dimensionnement de l'escalier. 18
Tableau III.9.Evaluation des charges de la paillasse. 18
Tableau III.10.Evaluation des charges du palier. 18
Tableau III.11.Combinaisons des charges. 19
Tableau III.12.Détermination des efforts. 19
Tableau III.13.Paramètres de calcul. 20
Tableau III.14.Armatures principales. 20
Tableau III.15.Armatures de répartition. 20
Tableau III.16.Espacement des armatures. 20
Tableau III.17. Vérification des contraintes normales et de cisaillement 21
Tableau III.18.Vérification de la flèche (à l'ELS). 21
Tableau III.19.Dimensions de poutrelles. 22
Tableau III.20.Evaluation des charges de poutrelles. 22
Tableau III.21.Détermination de nombre des étaiements. 22
Tableau III.22.Evaluation des charges. 23
Tableau III.23.Armatures longitudinales. 24
Tableau III.25.Armatures transversales. 24
Tableau III.26. Vérification des contraintes normales et de cisaillement 25

Tableau III.27.Vérification de la flèche (à l'ELS). 25
Tableau III.28.Armatures de la dalle de compression. 25
Tableau III.29.Evaluation des charges. 27
Tableau III.30.Combinaisons des charges. 27
Tableau III.31.Travail externe. 27
Tableau III.32.Travail interne. 27
Tableau III.33.Paramètres de calcul. 28
Tableau III.34.Armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y). 28
Tableau III.35.Espacement des armatures. 28
Tableau III.36. Vérification des contraintes normales et de cisaillement 28
Tableau III.37.Vérification de la flèche (à l'ELS). 28
Tableau III.38.Evaluation des charges. 29
Tableau III.39.Combinaisons des charges. 29
Tableau III.40.Travail externe. 29
Tableau III.41.Travail interne. 29
Tableau III.42.Paramètres de calcul. 30
Tableau III.43.Armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y). 30
Tableau III.44.Espacement des armatures. 30
Tableau III.45. Vérification des contraintes normales et de cisaillement 30
Tableau III.46.Vérification de la flèche (à l'ELS). 30
Tableau IV.1.Centre de masse et de centre de rigidité.. 32
Tableau IV.2.Excentricité théorique et admissible. 32
Tableau IV.3.Justification du coefficient du comportement suivant (X). 34
Tableau IV.4.Justification du coefficient du comportement suivant (Y). 34
Tableau IV.5.Valeur du facteur du qualité. 35
Tableau IV.6.Comporetement des trois premiers modes. 35
Tableau IV.7.Participation massique. 36
Tableau IV.8.Calcul de la force sismique. 36
Tableau IV.9.Vérification de la force sismique à la base. 36
Tableau IV.10.Vérification de la stabilité au renversement. 37
Tableau IV.11.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (X). 37
Tableau IV.12.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (Y). 37
Tableau IV.13.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X). 38
Tableau IV.14.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y). 38
Tableau IV.15.Vérification du cisaillement des poutres. 39
Tableau IV.16.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X). 39
Tableau IV.17.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y). 39
Tableau IV.18.Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X). 40
Tableau IV.19.Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y). 40
Tableau IV.20.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 40
Tableau IV.21.Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y). 41
Tableau IV.22.Dimensionnement finales des éléments. 41
Tableau V.1.Détermination des efforts. 43
Tableau V.2.Armatures longitudinales. 43
Tableau V.3.Armatures transversales. 44
Tableau V.4. Vérification des contraintes normales et de cisaillement. 44
Tableau V.5.Vérification de la flèche (à l'ELS). 45

Tableau V.6.Détermination des efforts..... 46
Tableau V.7.Armatures longitudinales..... 47
Tableau V.8.Armatures transversales..... 47
Tableau V.9.Vérification des contraintes normales et de cisaillement..... 47
Tableau V.10.Armatures longitudinales..... 50
Tableau V.11.Armatures transversales..... 50
Tableau V.12.Vérification des contraintes normales (à l'ELS)..... 51
Tableau V.13.Formules de calcul pour les trumeaux..... 53
Tableau V.14.Armatures verticales du voile 'V1'..... 54
Tableau V.15.Armatures verticales du voile 'V2'..... 54
Tableau V.16.Armatures verticales du voile 'V3'..... 54
Tableau V.17.Armatures verticales du voile 'V4'..... 54
Tableau V.18.Armatures verticales du voile 'V5'..... 55
Tableau V.19.Armatures verticales du voile 'V6'..... 55
Tableau V.20.Armatures verticales du voile 'V7'..... 55
Tableau V.21.Armatures verticales du voile 'V8'..... 55
Tableau V.22.Armatures verticales du voile 'V9'..... 56
Tableau V.23.Armatures verticales du voile 'V10'..... 56
Tableau V.24.Armatures verticales du voile 'V11'..... 56
Tableau V.25.Armatures horizontales et transversales du voile 'V1'..... 56
Tableau V.26.Armatures horizontales et transversales du voile 'V2'..... 57
Tableau V.27.Armatures horizontales et transversales du voile 'V3'..... 57
Tableau V.28.Armatures horizontales et transversales du voile 'V4'..... 57
Tableau V.29.Armatures horizontales et transversales du voile 'V5'..... 57
Tableau V.30.Armatures horizontales et transversales du voile 'V6'..... 57
Tableau V.31.Armatures horizontales et transversales du voile 'V7'..... 58
Tableau V.32.Armatures horizontales et transversales du voile 'V8'..... 58
Tableau V.33.Armatures horizontales et transversales du voile 'V9'..... 58
Tableau V.34.Armatures horizontales et transversales du voile 'V10'..... 58
Tableau V.35.Armatures horizontales et transversales du voile 'V11'..... 58
Tableau V.36.Détermination des efforts..... 59
Tableau V.37.Armatures diagonales du linteau (traction/compression)..... 59
Tableau V.38.Armatures longitudinales et de peau du linteau (traction/compression)..... 59
Tableau V.39.Armatures transversales du linteau (traction/compression)..... 59
Tableau V.40.Armatures longitudinales du linteau (flexion simple)..... 59
Tableau V.41.Armatures transversales et de peau du linteau (flexion simple)..... 60
Tableau V.42. Vérification des contraintes normales et de cisaillement..... 60
Tableau VI.1.Armatures longitudinales..... 61
Tableau VI.2.Armatures transversales..... 61
Tableau VI.3.Vérification des contraintes normales et de cisaillement..... 61
Tableau VI.4.Evaluation des charges (la poussée des terres)..... 62
Tableau VI.5.Travail externe..... 62
Tableau VI.6.Travail interne..... 62
Tableau VI.7.Paramètres de calcul..... 63
Tableau VI.8.Armatures suivant l’axe (X) et l’axe (Y)..... 63
Tableau VI.9.Espacement des armatures..... 63
Tableau VI.10. Vérification des contraintes normales et de cisaillement..... 63

Tableau VI.11.Pré dimensionnement des semelles isolées. 64
Tableau VI.12.Dimensions finales des semelles isolées. 65
Tableau VI.13.Vérification des contraintes sous la semelle..... 66
Tableau VI.14.Vérification de la stabilité au renversement. 66
Tableau VI.15.Ferraillage des semelles isolées. 66
Tableau VI.16.Pré dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 67
Tableau VI.17.Vérification des contraintes sous la semelle..... 68
Tableau VI.18.Dimensionnement de la poutre de libage. 68
Tableau VI.19.Evaluation des charges de la poutre de libage. 68
Tableau VI.20.Armatures longitudinales de la poutre de libage. 69
Tableau VI.21.Armatures transversales de la poutre de libage. 69
Tableau VI.22. Vérification des contraintes normales et de cisaillement'l'ELU). 69
Tableau VI.23.Armatures longitudinales de la semelle..... 69
Tableau VI.24.Armatures de répartition de la semelle. 69
Tableau VI.25.Pré dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 70
Tableau VI.26.Vérification des contraintes sous la semelle..... 70
Tableau VI.27.Dimensionnement de la poutre de libage. 70
Tableau VI.28.Evaluation des charges de la poutre de libage. 70
Tableau VI.29.Armatures longitudinales de la poutre de libage. 71
Tableau VI.30.Armatures transversales de la poutre de libage. 71
Tableau VI.31. Vérification des contraintes normales et de cisaillement'l'ELU). 71
Tableau VI.32.Armatures longitudinales de la semelle..... 71
Tableau VI.33.Armatures de répartition de la semelle. 71
Tableau VI.34.Pré dimensionnement des semelles filantes sous un voile. 72
Tableau VI.35.Vérification des contraintes sous la semelle..... 72
Tableau VI.36.Armatures longitudinales de la semelle..... 72
Tableau VI.37.Armatures de répartitions de la semelle 72

LISTE DES FIGURES

Figure I.1.Dimensions en plan..... 2
Figure II.1.La surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité..... 11
Figure II.2.La position du poteau le plus sollicité..... 11
Figure II.3.Pré dimensionnement des voiles..... 14
Figure III.1.Dimensions de l'acrotère..... 16
Figure III.2.Schéma statique de l'acrotère..... 16
Figure III.3.Section de calcul..... 16
Figure III.4.Ferraillage de l'acrotère..... 17
Figure III.5.Forme de l'escalier..... 18
Figure III.6.Schéma du volée à étudier..... 18
Figure III.7.Distibution des charges à l'ELS..... 19
Figure III.8.Distibution des charges à l'ELU..... 19
Figure III.9.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU..... 19
Figure III.10.Diagramme retenu des moments à l'ELS..... 19
Figure III.11.Diagramme retenu des moments à l'ELU..... 19
Figure III.12.Section de calcul..... 20
Figure III.13.Ferraillage de l'escalier..... 21
Figure III.14.Poutrelle après coulage..... 22
Figure III.15.Distribution des charges..... 22
Figure III.16.Distribution des charges avec quatre étaiements..... 23
Figure III.17.Diagrammes des efforts du plancher d'étage courant..... 23
Figure III.18.Diagrammes des efforts du plancher de sous-sol..... 24
Figure III.19.Ferraillage des poutrelles (sous-sol)..... 26
Figure III.20.Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant)..... 26
Figure III.21.Schéma statique de la dalle..... 27
Figure III.22.Lignes de rupture de la dalle..... 27
Figure III.23.Section de calcul..... 28
Figure III.24.Schéma statique de la dalle..... 29
Figure III.25.Lignes de rupture de la dalle..... 29
Figure III.26.Section de calcul..... 30
Figure III.27.Ferraillage des dalles (deux appuis et trois appuis)..... 30
Figure IV.1.Disposition des voiles..... 31
Figure IV.2.Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y)..... 33
Figure V.1.Ferraillage des poutres porteuses (GEN-commerce)..... 45
Figure V.2.Ferraillage des poutres porteuses (GEN-habitation)..... 45
Figure V.3.Ferraillage des poutres porteuses (CHA)..... 46
Figure V.4.Ferraillage des poutres porteuses (ESC)..... 46
Figure V.5.Ferraillage des poutres non porteuses (GEN)..... 48
Figure V.6.Ferraillage des poutres non porteuses (CRT-habitation)..... 48
Figure V.7.Ferraillage des poutres non porteuses (CRT-commerce)..... 48
Figure V.8.Ferraillage des poteaux..... 51
Figure V.9.Disposition des voiles..... 53
Figure V.10.Ferraillage du voile 'V2'..... 60
Figure VI.1.Ferraillage des longrines..... 61

Figure VI.2.Lignes de rupture de la dalle. 62
Figure VI.3.Section de calcul. 63
Figure VI.4.Ferraillage des voiles périphériques..... 63
Figure VI.5.L'effort normal dans les poteaux et les voiles (à l'ELS). 64
Figure VI.6.Vérification de chevauchement entres les semelles. 65
Figure VI.7.Ferraillage des semelles isolées 66
Figure VI.8.Disposition des semelles filantes 67
Figure VI.9.Ferraillage de la semelle filante 'SF.1' et sa poutre de libage. 73
Figure VI.10.Ferraillage de la semelle filante 'SF.2' et sa poutre de libage. 73
Figure VI.11.Ferraillage de la semelle filante ‘SF.3’. 73

NOTATIONS

✓ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.
B : Section du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue du voile
L_t : Longueur de la section tendue du voile.
ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat limite ultime.
E : Module d'élasticité du béton.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée.
M_a : Moment fléchissant en appui.
M_u : Moment fléchissant à l'ELU.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.
N : Effort normal.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.

✓Minuscules romaines :

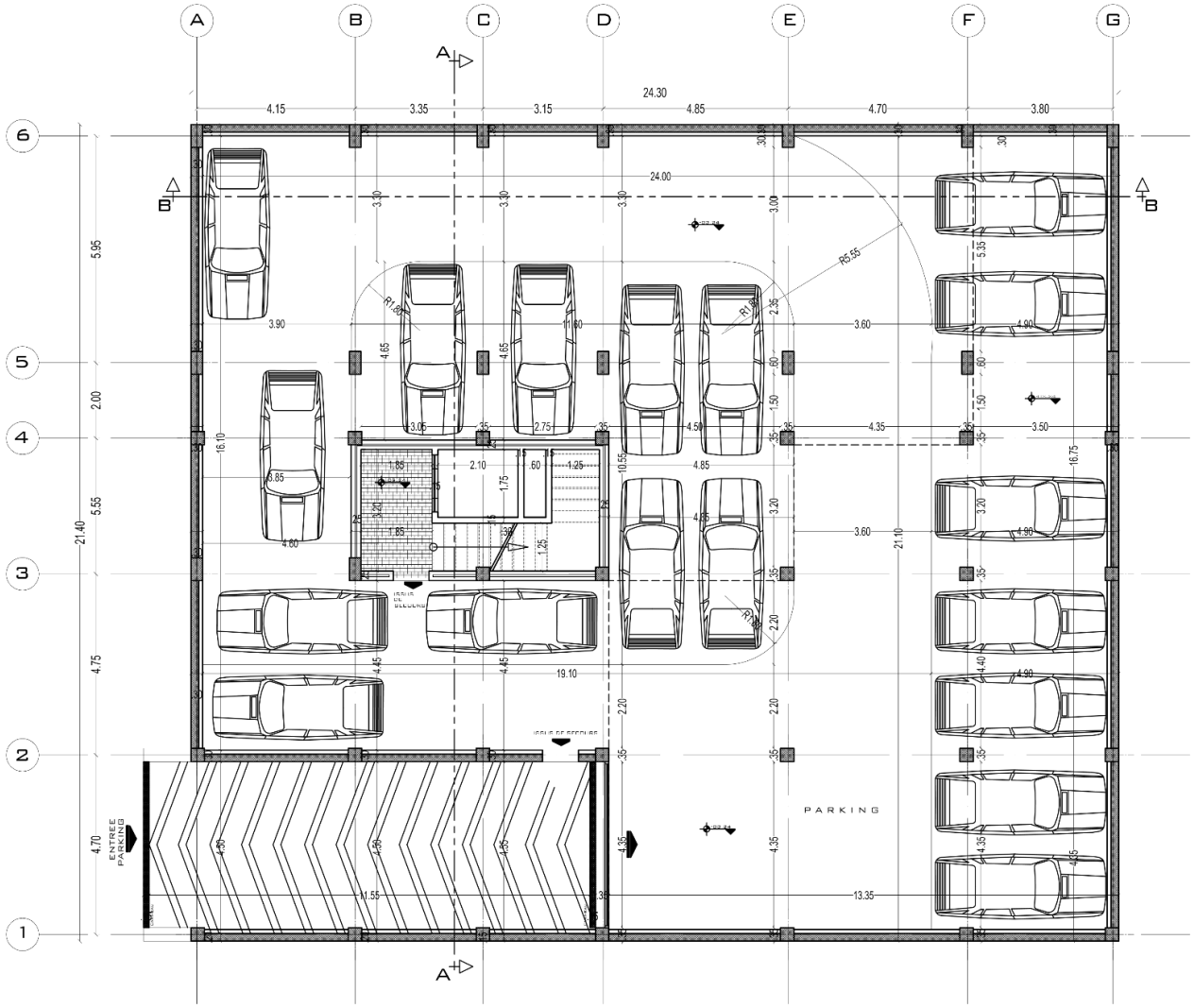
h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure de la section du béton (section en Té).
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à «28» jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28» jours.
l_f : Longueur du flambement.
S_t : Espacement des armatures transversales.

✓Majuscules grecques :

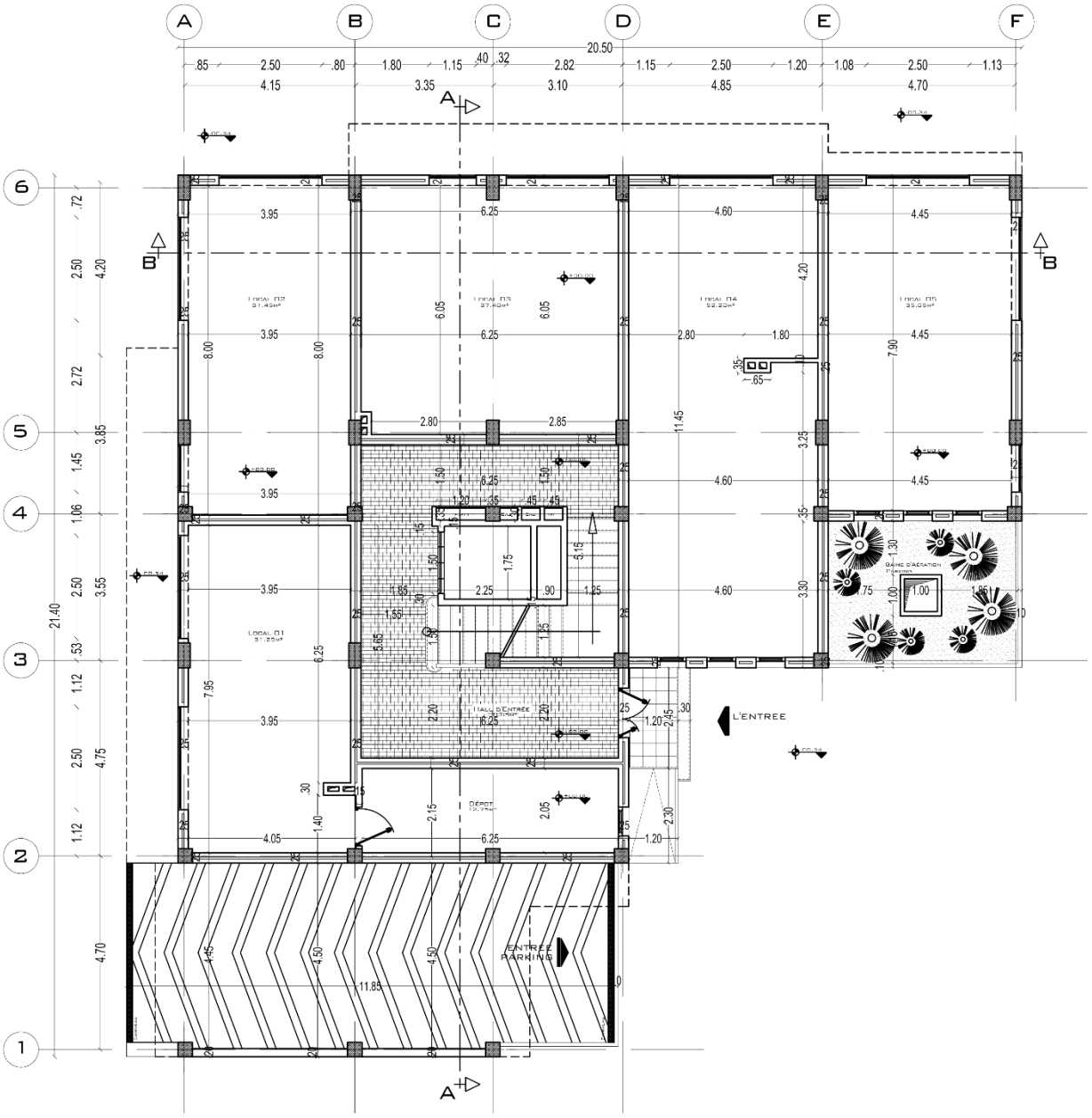
Δ : Variation.
Σ : Sommation.
Φ : Diamètre nominal d'une barre d'acier.
W : Poids.

✓Minuscules grecques :

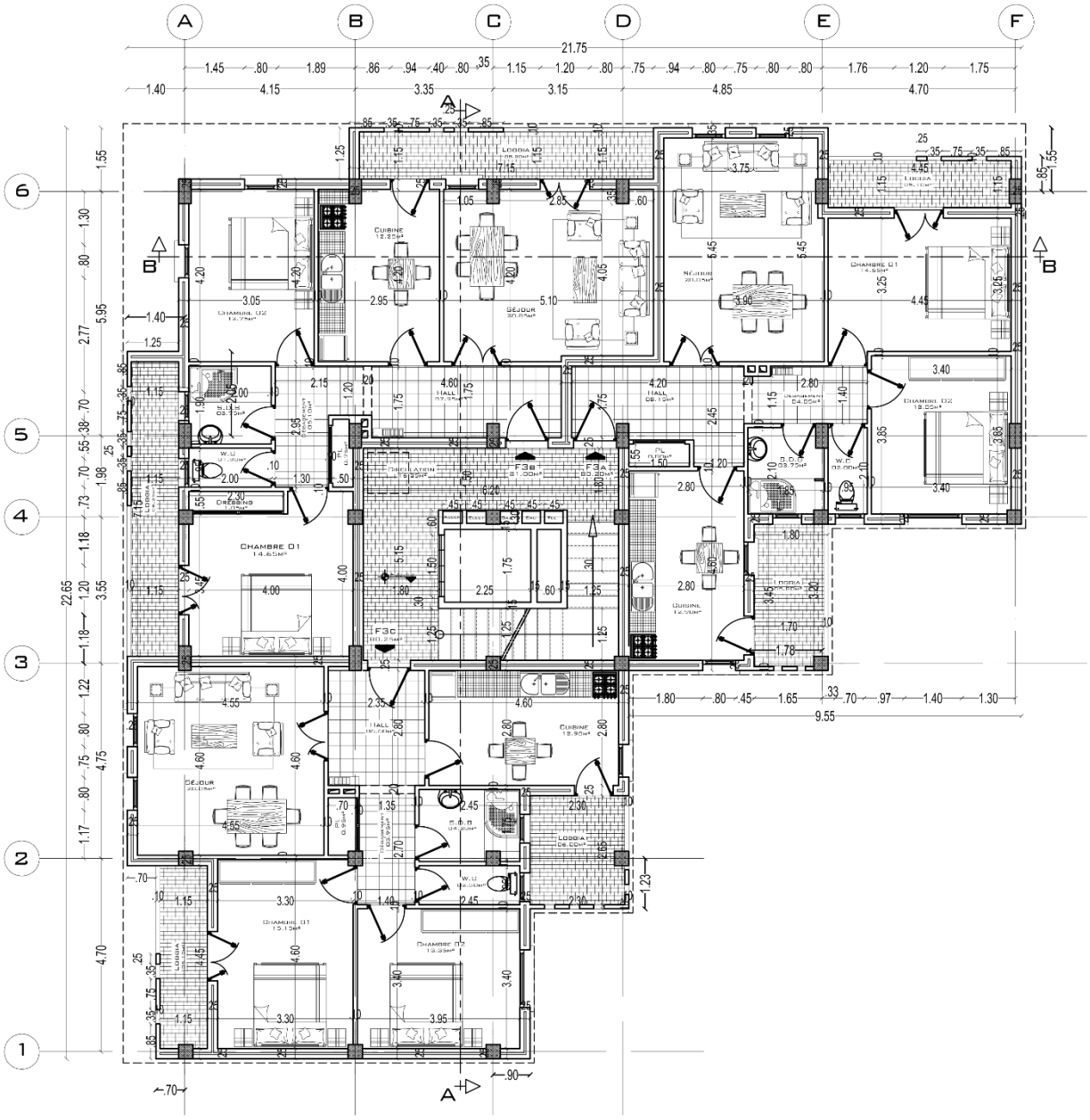
α : Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε : Déformation relative.
η : Coefficient de fissuration.
λ : Élancement mécanique.
ν : Coefficient de Poisson.
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ : Déplacement d'un niveau.



Plan de sous-sol.



Plan de rez-de-chaussée.



Plan d’étage courant.


+22.86
+19.62
+16.38
+13.14
+09.90
+06.66
+03.42
±00.00
-03.24
3.24
3.04
3.42
3.22
2.22
1.90
.80
.60

Coupe A-A.

INTRODUCTION GENERALE

L’étude des structures est un passage obligé dans l’acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d’étude, nous avons procédé à l’étude d’un bâtiment situé à willaya d'Alger. Le bloc en question est à usage multiple (habitation, parking et locaux commerciales) constitué par un sous-sol, rez-de-chaussée (RDC) et 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 deuxième chapitre traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les longrines, 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 par la méthode spectrale en utilisant le logiciel de calcul structurelle « SAP2000 version 20.2.0 ». En présente d’abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) 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 aux règlements en vigueur.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

I.1. INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ➦ L'usage.
- ➦ La résistance et la stabilité.
- ➦ Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- ➦ Les conditions économiques.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le présent travail a pour objet l'étude d'un bâtiment en *(Sous-sol+RDC+6étages)* à usage multiple qui est implanté à la wilaya d'*Alger*. Cette structure est composée de :

- ✓ Sous-sol à usage de parking.
- ✓ Rez-de-chaussée à usage de commerce.
- ✓ Six étages à usage d'habitation.

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

I.3.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur de sous-sol :..... 3,24 m.
- Hauteur de RDC :..... 3,42 m.
- Hauteur d'étage courant : ..... 3,24 m.
- Hauteur totale du bâtiment :..... 26,10 m.

I.3.2. Dimensions en plan :

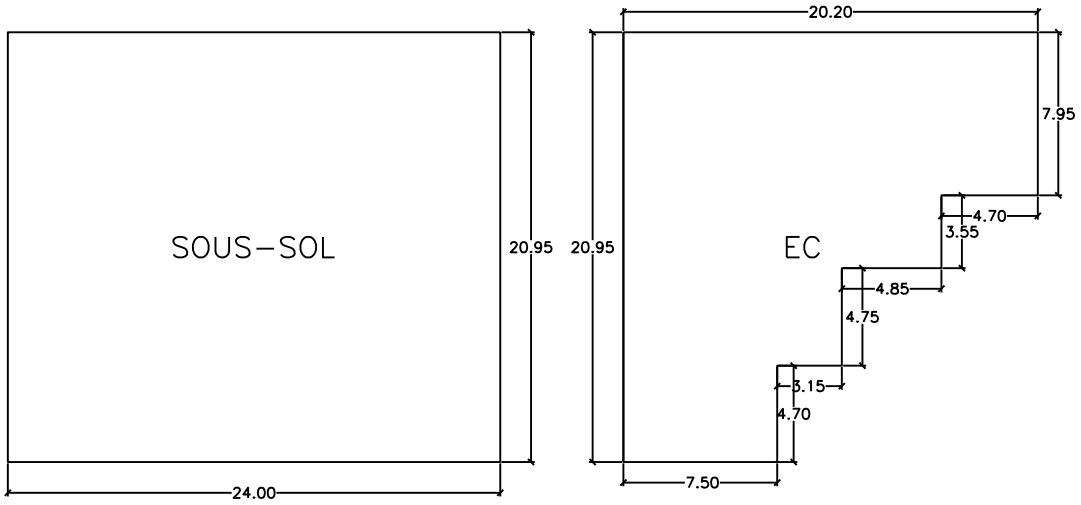


Figure I.1.Dimensions en plan.

I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE :

I.4.1. Classification de la zone : [1]

L'implantation du bâtiment a été fait dans une zone de sismicité élevée *(zone III)*.

I.4.2. Classification du sol : [1]

En absence du rapport du sol, le site est considéré comme un site ferme *(catégorie S2).*

I.4.3. Classification de l'ouvrage :

I.4.3.1. Selon leur importance : [1]

Le bâtiment appartient au *(groupe d'usage 2)*, car il est à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 mètres.

I.4.3.2. Selon leur configuration :

I.4.3.2.1. Régularité en plan : [1]

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

I.4.3.2.2. Régularité en élévation : [1]

Le bâtiment n'a aucun décrochement en élévation *(régulier en élévation).*

I.4.4. Classification du système de contreventement : [1]

La structure dépasse le *(11 mètres)* en hauteur et a été implantée en *(zone III)*. 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 :

Notre bâtiment comporte deux types du plancher, nous avons optés :

- ✓ Des planchers à corps creux.
- ✓ Des planchers en dalle pleine.

I.5.2. Maçonnerie :

- ✓ Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 10 cm séparant les briques creuses de 10 cm.
- ✓ Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.5.3. Escaliers :

La structure comporte des escaliers de forme droite (paliers/paillasses) réalisés en béton armé.

I.5.4. Loggias :

Elles communiquent avec les logements attenants et sont réalisées en béton armé.

I.5.5. Acrotère :

La structure est entourée d'un acrotère de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm d'hauteur.

I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I.6.1. Béton : [2]

Tableau I.1.Caractéristiques du béton.

		valeur
masse volumique « ρ »		**2,5 t/m^3**
résistance à la compression « f_{c28} »		**25 MPa**
Résistance conventionnelle à la traction « f_{t28} »		**2,1 MPa**
module d'élasticité « E »	instantané	**32164,2 MPa**
	différé	**10818,86 MPa**
coefficient de poisson « υ »	sollicitations	**0**
	déformations	**0,2**

I.6.2. Acier : [2]

Tableau I.2.Caractéristiques de l'acier.

	valeur
masse volumique « ρ »	**7,85 t/m^3**
limite d'élasticité « f_e »	**400 MPa**
module d'élasticité « E »	**200000 MPa**

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement est un calcul permet de définir les dimensions des éléments de la structure en utilisant les règlements en vigueur : **[CBA93, DTR B.C.2.2 et RPA99v2003]**.

II.2. PLANCHERS :

II.2.1. Pré dimensionnement :

II.2.1.1. Plancher à corps creux :

Pour la détermination de la hauteur totale, on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{la hauteur totale du plancher.} \\ L_{max} : \text{la portée maximale dans le sens des poutrelles (entre axes).} \end{cases}$

Dans notre cas : *L = 485 cm*,

$$\frac{485}{25} \leq h_t \leq \frac{485}{20} \Rightarrow 19{,}40 \leq h_t \leq 24{,}25$$

On prend alors : $\begin{cases} \mathbf{h_t = (20+4)\ cm} \Rightarrow \text{plancher de sous-sol (commerce).} \\ \mathbf{h_t = (16+4)\ cm} \Rightarrow \text{plancher des autres étages (habitation).} \end{cases}$

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine :

Le pré dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

- Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30}$$

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$$

Avec : $\begin{cases} e : \text{l'épaisseur de la dalle.} \\ L_{max} : \text{la portée maximale ou minimale du panneau suivant le cas (entre axes).} \end{cases}$

Dans notre cas, on a :

- Dalle reposant sur 2 appuis (adjacents) : $L_{max} = 140\ cm$,

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Rightarrow 4{,}00 \leq e \leq 4{,}67$$

- Dalle reposant sur 3 appuis : $L_{max} = 155\ cm$,

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3{,}44 \leq e \leq 3{,}88$$

On prend alors : **e = 15 cm.**

II.2.2. Évaluation des charges :

II.2.2.1. Charges permanentes : [4]

II.2.2.1.1. Maçonnerie :

a) Mur intérieur :

Tableau II.1.Charge permanente du mur simple cloison.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
enduit en ciment	2×0,02	18	0,72
brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)	**1,62**		

b) Mur extérieur :

Tableau II.2.Charge permanente du mur double cloison.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
enduit en ciment	2×0,02	18	0,72
brique creuse	2×0,10	9	1,80
lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)	**2,52**		

II.2.2.1.2. Plancher de terrasse :

a) Corps creux :

Tableau II.3.Charge permanente du plancher de terrasse (corps creux).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
gravillons roulés	0,04	20	0,80
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
papier kraft	-	-	0,05
forme de pente	0,10	22	2,20
plaque de liège	0,04	4	0,16
pare vapeur	0,01	6	0,06
film polyane	-	-	0,01
corps creux	0,16+0,04	-	2,80
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**6,40**		

a) Dalle pleine :

Tableau II.4.Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
gravillons roulés	0,04	20	0,80
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
papier kraft	-	-	0,05
forme de pente	0,10	22	2,20
plaque de liège	0,04	4	0,16
pare vapeur	0,01	6	0,06
film polyane	-	-	0,01
dalle pleine	0,15	25	3,75
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**7,35**		

II.2.2.1.3. Plancher d'étage courant :

a) Corps creux :

Tableau II.5.Charge permanente du plancher d'étage courant (corps creux).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
corps creux	0,16+0,04	-	2,80
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
simple cloison	0,10	-	1,62
G (kN/m^2)	**6,00**		

b) Dalle pleine :

Tableau II.6.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle pleine	0,15	25	3,75
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**5,33**		

II.2.2.1.4. Plancher de sous-sol :

a) Partie intérieure :

Tableau II.7.Charge permanente du plancher de sous-sol (intérieure).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
corps creux	0,20+0,04	-	3,20
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
simple cloison	0,10	-	1,62
G (kN/m^2)	**6,40**		

b) Partie extérieure :

Tableau II.8.Charge permanente du plancher de sous-sol (extérieure).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,40
forme de pente	0,10	22	2,20
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
plaque de liège	0,04	4	0,16
corps creux	0,20+0,04	-	3,20
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**6,72**		

II.2.2.2. Charges d'exploitations : [4]

Tableau II.9: Charge d'exploitation des différentes planchers.

niveau (m)	usage	**Q (kN/m^2)**
26,1	terrasse inaccessible	**1**
22,86	habitation	**1,5**
19,62	habitation	**1,5**
16,38	habitation	**1,5**
13,14	habitation	**1,5**
09,9	habitation	**1,5**
06,66	habitation	**1,5**
3,24	terrasse accessible	**1,5**
	dépôt	**6**
	commerce	**5**

II.3. POUTRES :

Le pré dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} L_{max} : \text{la portée maximale de la poutre (entre nus).} \\ h : \text{la hauteur de la poutre.} \\ b : \text{la largeur de la poutre.} \end{cases}$

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \textbf{[1]}$$

Tableau II.10.Pré dimensionnement des poutres.

	poutre principale	poutre secondaire
longueur	*L = 565 cm*	*L = 455 cm*
pré dimensionnement	$37{,}67 \leq h \leq 56{,}5$ On adopte h = 45 cm $13{,}5 \leq b \leq 31{,}5$ On adopte b = 35 cm	$30{,}33 \leq h \leq 45{,}5$ On adopte h = 35 cm $10{,}5 \leq b \leq 24{,}5$ On adopte b = 30 cm
vérifications selon RPA99v2003	$b = 35 \geq 20$ cm $h = 45 \geq 30$ cm $\frac{h}{b} = \frac{45}{35} = 1{,}29 \leq 4$ (conditions vérifiées)	$b = 30 \geq 20$ cm $h = 35 \geq 30$ cm $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1{,}17 \leq 4$ (conditions vérifiées)
section choisie	**(35 x 50) cm² → (commerce)** **(35 x 45) cm² → (habitation)**	**(30 x 35) cm²**

II.4. POTEAUX :

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et des charges d'exploitations.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

La vérification de pré dimensionnement sera suivant la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \textbf{[2]}$$

Avec :

N_u : l'effort normale ultime = 1,35G + 1,5Q.

G, Q : la charge permanente et la charge d'exploitation agissent sur le poteau.

b_1, h_1 : les dimensions du poteau.

B_r : la section réduite du poteau = $(b_1 - 2)(h_1 - 2)$ [cm^2] (sec. rectangulaire).

A_s : la section d'acier minimale = $\frac{B}{1000}$.

α : le coefficient de réduction = $\begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50. \\ 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$ **[2]**

λ : l'élancement mécanique du poteau = $\frac{L_f}{i}$.

L_f : la longueur du flambement = $0,707L_0$.

i : le rayon de giration = $\frac{b}{\sqrt{12}}$ (sec. rectangulaire).

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm (zone III)} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

II.4.2. Calcul de l'effort normal limite :

Tableau II.11.Calcul de l'effort normal limite.

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	B_r (cm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m^2)	λ	α	A_s (cm^2)	N_{limite} (kN)
$6^{ème}$	30	30	784	*3,24*	2,29	0,0007	26,45	0,763	0,900	**1131,41**
$5^{ème}$	30	30	784	*3,24*	2,29	0,0007	26,45	0,763	0,900	**1131,41**
$4^{ème}$	35	35	1089	*3,24*	2,29	0,0013	22,68	0,784	1,225	**1614,83**
$3^{ème}$	35	35	1089	*3,24*	2,29	0,0013	22,68	0,784	1,225	**1614,83**
$2^{ème}$	40	40	1444	*3,24*	2,29	0,0021	19,84	0,799	1,600	**2180,15**
1^{er}	40	40	1444	*3,24*	2,29	0,0021	19,84	0,799	1,600	**2180,15**
RDC	45	45	1849	*3,42*	2,42	0,0034	18,62	0,804	2,025	**2811,27**
SS	45	45	1849	*3,24*	2,29	0,0034	17,64	0,809	2,025	**2826,78**

II.4.3. Choix du poteau le plus sollicité :

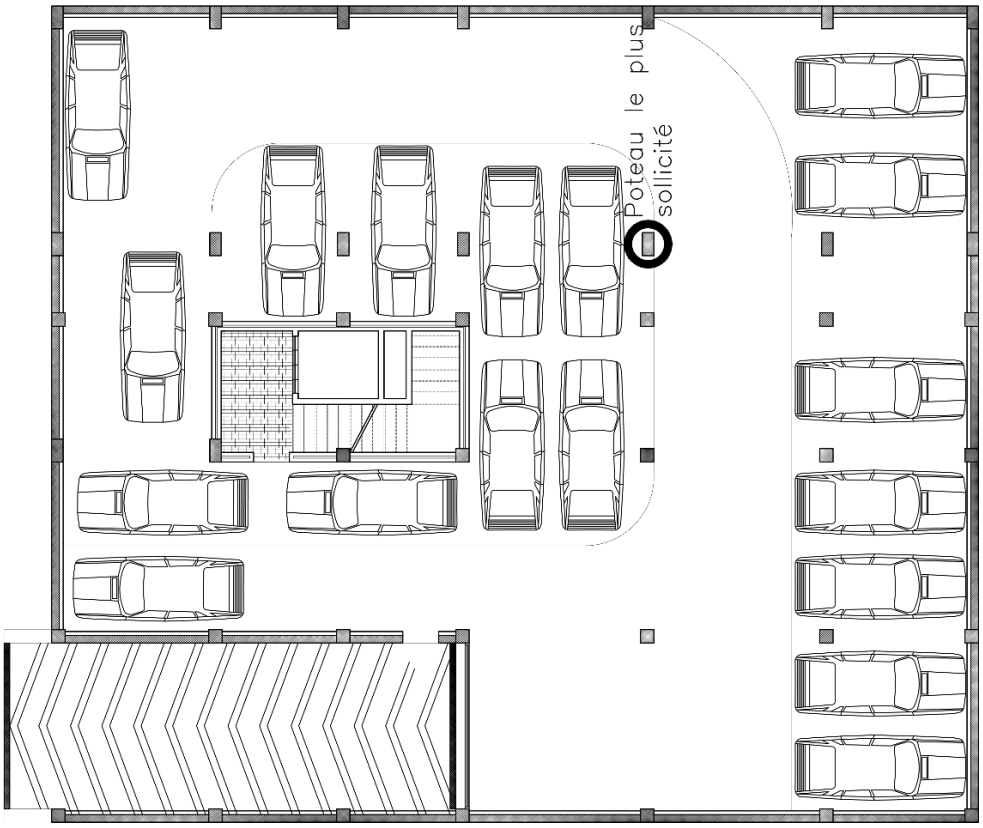


Figure II.2.La position du poteau le plus sollicité.

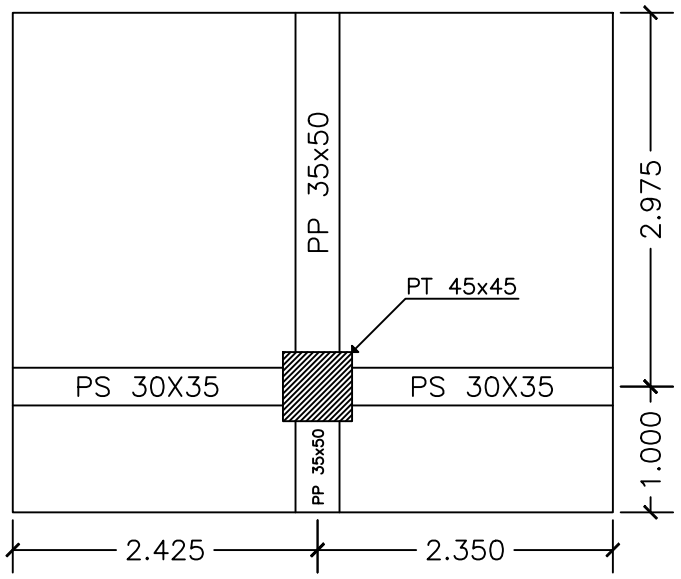


Figure II.1.La surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité.

II.4.4. Calcul des charges revenant aux poteaux :

II.4.4.1. Charges permanentes :

$$G_{\text{plancher t ou c}} = S_{\text{plancher t ou c}} \times \text{poids du plancher}$$

$$G_{\text{poutre p ou s}} = b \times h \times L_{\text{poutre p ou s}} \times \text{poids volumique du béton}$$

$$G_{\text{poteau}} = b_1 \times h_1 \times h_e \times \text{poids volumique du béton}$$

Tableau II.12.Calcul des charges permanentes.

étage	S_p (m²)	$G_{plancher}$ (kN)	G_{pp} (kN)	G_{ps} (kN)	G_{poteau} (kN)	$G_{étage}$ (kN)	$G_{cumulé}$ (kN)
6ème	16,26	104,08	14,47	11,75	7,29	137,58	**137,58**
5ème	16,26	97,57	14,47	11,75	7,29	131,08	**268,66**
4ème	16,26	97,57	14,27	11,62	9,92	133,38	**402,04**
3ème	16,26	97,57	14,27	11,62	9,92	133,38	**535,43**
2ème	16,26	97,54	14,08	11,48	12,96	136,06	**671,49**
1er	16,26	97,54	14,08	11,48	12,96	136,06	**807,55**
RDC	16,26	97,48	13,88	11,35	17,31	140,03	**947,58**
SS	16,26	106,98	15,42	11,35	16,40	147,16	**1094,74**

Avec : S_p : La surface du plancher seulement reprise par le poteau.

II.4.4.2. Charges d'exploitations : [4]

On applique la loi de dégression pour la détermination de la charge :

$$Q_0 + \ldots + \frac{3+n}{2n}\sum Q_n$$

Avec :
- n : numérotation d'étage à partir du sommet du bâtiment.
- Q_0 : la charge d'exploitation du plancher terrasse.
- Q_n : la charge d'exploitation du plancher d'étage n.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable quand n≥5.

Tableau II.13.Calcul des charges d'exploitations.

étage	S_t (m²)	$Q_{plancher}$ (kN)	$Q_{étage}$ (kN)	(3+n)/(2n)	$Q_{cumulé}$ (kN)
6ème	18,98	1	18,98	-	**18,98**
5ème	18,98	1,5	28,47	1	**47,45**
4ème	18,98	1,5	28,47	0,95	**73,08**
3ème	18,98	1,5	28,47	0,85	**91,58**
2ème	18,98	1,5	28,47	0,8	**110,09**
1er	18,98	1,5	28,47	0,8	**132,86**
RDC	18,98	1,5	28,47	0,75	**147,10**
SS	18,98	5	94,90	0,71	**208,79**

Avec : S_t : La surface complète reprise par le poteau.

II.4.5. Calcul de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré de 10% pour le poteau le plus sollicité (poteau central).

Tableau II.14.Calcul de l'effort normale ultime.

étage	$G_{cumulé}$ (kN)	$Q_{cumulé}$ (kN)	N_u (kN)	$1,1N_u$ (kN)	N_{limite} (kN)	vérification
6ème	137,58	18,98	214,21	235,63	**1131,41**	oui
5ème	268,66	47,45	433,87	477,26	**1131,41**	oui
4ème	402,04	73,08	652,37	717,61	**1614,83**	oui
3ème	535,43	91,58	860,20	946,22	**1614,83**	oui
2ème	671,49	110,09	1071,64	1178,81	**2180,15**	oui
1er	807,55	132,86	1289,49	1418,44	**2180,15**	oui
RDC	947,58	147,10	1499,88	1649,87	**2811,27**	oui
SS	1094,74	208,79	1791,08	1970,18	**2826,78**	oui

II.4.6. Vérifications de 'RPA99v2003' :

II.4.6.1. Pour les poteaux : [1]

Tableau II.15.Vérification des dimensions des poteaux.

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\min(b_1,h_1)$ (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\min(b_1,h_1)\geq 30$ cm	$\min(b_1,h_1)\geq\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b_1}{h_1}\leq 4$
6ème	30	30	30	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
5ème	30	30	30	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
4ème	35	35	35	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
3ème	35	35	35	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
2ème	40	40	40	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
1er	40	40	40	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
RDC	45	45	45	17,1	vérifiée	vérifiée	vérifiée
SS	45	45	45	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée

II.4.6.2. Pour les poutres : [1]

Tableau II.16.Vérification des dimensions des poutres.

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	b_{max} (cm)	$1,5h_1+b_1$ (cm)	$b_{max}\leq 1,5h_1+b_1$	$d=\lvert b-b_1\rvert$ (cm)	$\min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$ (cm)	$d\leq\min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$
6ème	30	30	35	75	vérifiée	5	15	vérifiée
5ème	30	30	35	75	vérifiée	5	15	vérifiée
4ème	35	35	35	87,5	vérifiée	0	17,5	vérifiée
3ème	35	35	35	87,5	vérifiée	0	17,5	vérifiée
2ème	40	40	35	100	vérifiée	5	20	vérifiée
1er	40	40	35	100	vérifiée	5	20	vérifiée
RDC	45	45	35	112,5	vérifiée	10	22,5	vérifiée
SS	45	45	35	112,5	vérifiée	10	22,5	vérifiée

II.5. LONGRINES :

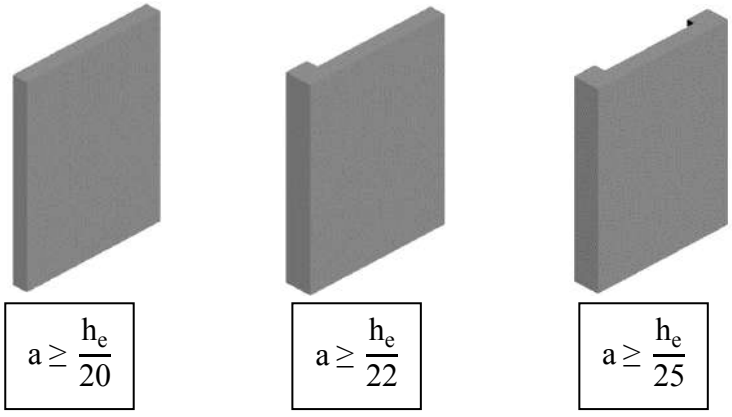
Les dimensions minimales des longrines sont :

$$\begin{cases} (25x30)\ cm^2 \Rightarrow \text{site de catégorie S2 ou S3} \\ (30x30)\ cm^2 \Rightarrow \text{site de catégorie S4} \end{cases} \textbf{[1]}$$

Notre site est de *(catégorie S2)* → **(30×30) cm².**

II.6. VOILES : [1]

L'épaisseur doit être déterminée selon les formules suivantes :



$a \geq \frac{h_e}{20}$ $a \geq \frac{h_e}{22}$ $a \geq \frac{h_e}{25}$

Figure II.3.Pré dimensionnement des voiles

Avec : h_e : la hauteur libre de l'étage = $h_{étage}$ - $h_{poutre\ secondaire}$.

Dans notre cas :

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

- Pour RDC :

$$h_e = 307\ cm$$
$$\Rightarrow a \geq \max(12,28 ; 13,95 ; 15,35)$$
$$\Rightarrow a \geq 15,35\ cm$$

- Pour les autres étages :

$$h_e = 289\ cm$$
$$\Rightarrow a \geq \max(11,56 ; 13,14 ; 14,45)$$
$$\Rightarrow a \geq 14,45\ cm$$

On prend : **e = 20 cm.**

II.7. CONCLUSION :

Les sections adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau II.17.Résultats de pré dimensionnement des éléments.

étage	poteaux	poutres principales (commerce)
6ème	**30x30**	**35x50**
5éme	**30x30**	poutres principales (habitation)
4éme	**35x35**	**35x45**
3éme	**35x35**	poutres secondaires
2éme	**40x40**	**30x35**
1ére	**40x40**	chainages
RDC	**45x45**	**30x35**
sous - sol	**45x45**	longrines
		30x30
voiles périphériques/de contreventements		**20**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

III.1. INTODUCTION :

Le calcul et la vérification des éléments sera faits par :

- ➦ Logiciel d'analyse structurelle **'SAP2000 v20.2.0'**.
- ➦ Logiciel du ferraillage **'ROBOT Expert 2010'**.

III.2. ACROTÈRE :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est considéré comme un console soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Une force verticale due à son poids propre (G).
- ✓ Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

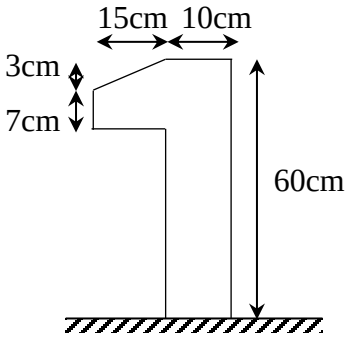


Figure III.1.Dimensions de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges :

Tableau III.1.Evaluation des charges.

G (kN/ml)	$[0,6\times0,1 + 0,15\times(0,03+0,07)]\times1ml\times\gamma_{béton}$=**1,875**
Q (kN/ml)	1×1ml=**1**

III.2.3. Détermination des efforts :

Tableau III.2.Détermination des efforts.

ELU	
N (kN)	1,35×G = 2,531
M (kN.m)	1,5×Q×h = 0,9
T (kN)	1,5×Q = 1,5
ELS	
N (kN)	G = 1,875
M (kN.m)	Q×h = 0,6

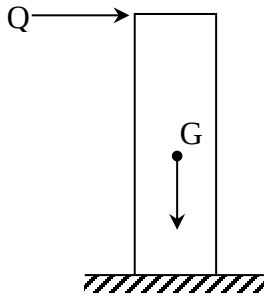


Figure III.2.Schéma statique de l'acrotère.

III.2.4. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.2.4.1. Données :

Tableau III.3.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	10	f_e (MPa)	400
u=2×(b+h)=220 cm		B=b×h=1000 cm²	

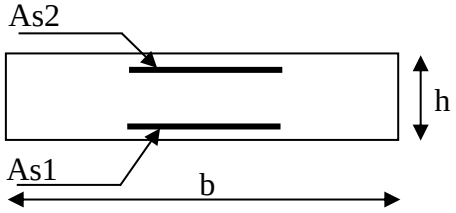


Figure III.3.Section de calcul.

III.2.4.2. Armatures :

Section minimale : $A_{min}=A_{s1}+A_{s2}=\max[4\%u\ ;\ 0{,}2\%B]=8{,}8\ cm^2/ml$ **[3].**

Tableau III.4.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	0,35	0,00	$A_{s1}\times H/4=0{,}83$	$A_{s1}\times H/4=0{,}83$
choisie	**7HA10=5,50**	**7HA10=5,50**	**4HA8=2,01**	**4HA8=2,01**

III.2.5. Espacement :

Tableau III.5.Espacement des armatures.

	vertical (cm)	horizontal (cm)
calculé	100/7=14,28	(60-2×2,5)/(4-1)=18,33
choisi	**15**	**18**
admissible	max(3h,33 cm) =30	max(4h,45 cm) =40

III.2.6. Vérifications :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28}.\eta}) \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau III.6.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,32	15	**2,4**	**2,4**	201,63	**0,02**	1,17

III.2.7. Schéma de ferraillage :

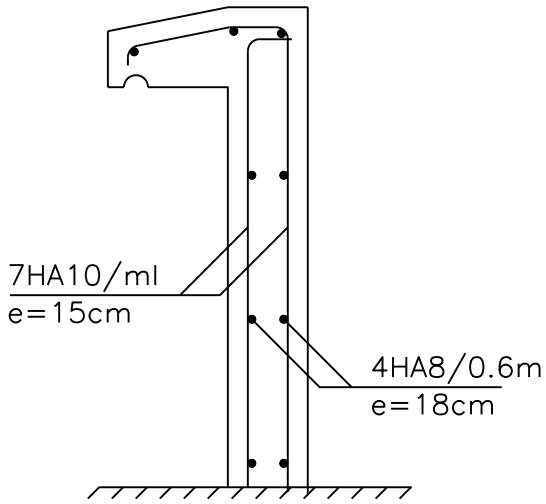


Figure III.4.Ferraillage de l'acrotère.

III.3. ESCALIERS :

III.3.1. Introduction :

L'escalier est considéré comme une poutre semi-encastrée aux extrémités soumises à la flexion simple.

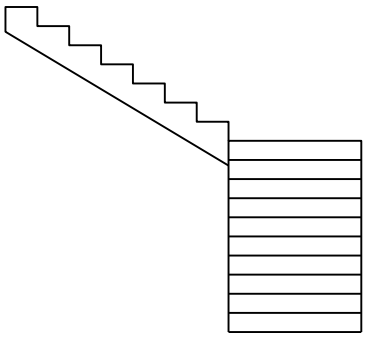


Figure III.5.Forme de l'escalier.

Tableau III.7.Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	18	330	135	198
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			30,96°	

III.3.2. Pré dimensionnement :

Tableau III.8.Pré dimensionnement de l'escalier.

longueur totale (cm)	$L = \sqrt{L_1^2+H^2} + L_2 = 520$
pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
épaisseur (cm)	$14,86 \leq e \leq 17,33$ on prend : **e = 20 cm**

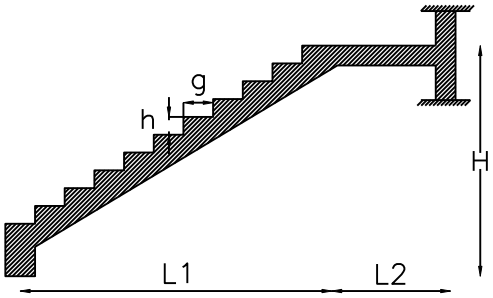


Figure III.6.Schéma du volée à étudier.

III.3.3. Evaluation des charges :

III.3.3.1. Paillasse :

Tableau III.9.Evaluation des charges de la paillasse.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
paillasse	e/cosα=0,23	25	5,83
marches	h/2=0,10	25	2,50
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**10,07**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.3.3.2. Palier :

Tableau III.10.Evaluation des charges du palier.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
palier	0,20	25	5,00
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**6,74**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

Tableau III.11.Combinaisons des charges.

	palier	paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	12,85	17,34
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	9,24	12,57

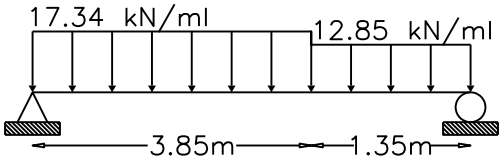


Figure III.8.Distibution des charges à l'ELU.

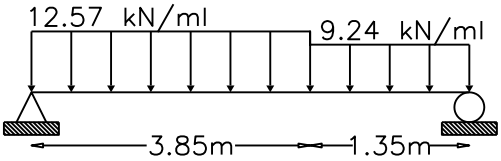


Figure III.7.Distibution des charges à l'ELS.

III.3.4. Détermination des efforts :

Tableau III.12.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	56,4
M_t (kN.m)	0,85 × M_0 = 47,94
M_a (kN.m)	0,5 × M_0 = 28,2
T (kN)	44,31
ELS	
M_0 (kN.m)	40,85
M_t (kN.m)	0,85 × M_0 = 34,72
M_a (kN.m)	0,5 × M_0 = 20,42

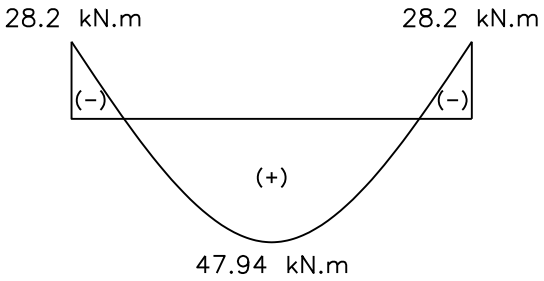


Figure III.11.Diagramme retenu des moments à l'ELU.

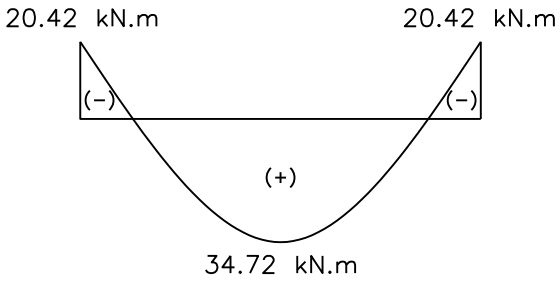


Figure III.10.Diagramme retenu des moments à l'ELS.

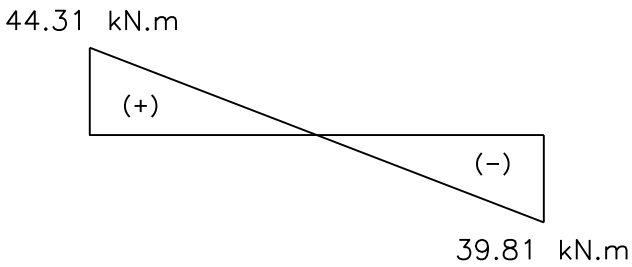


Figure III.9.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.3.5. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

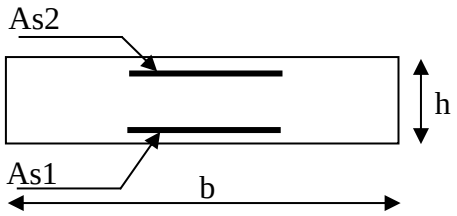


Figure III.12.Section de calcul.

III.3.5.1. Données :

Tableau III.13.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	20	f_e (MPa)	400
B=b×h=2000 cm²			

III.3.5.2. Armatures :

III.3.5.2.1. Principales :

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B \times f_{t28}/f_e = 10,5$ cm²/ml. **[3].**

Tableau III.14.Armatures principales.

	travée		appui	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
calculée	8,37	0,00	0,00	4,80
choisie	**7HA14=10,78**	**0,00**	**7HA14=10,78**	**7HA14=10,78**

III.3.5.2.2. De répartition :

Tableau III.15.Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$ (cm²/ml)	$A_{rép2}$ (cm²/ml)
calculée	$A_{s1}/4=2,69$	$A_{s1}/4=2,69$
choisie	**5HA10=3,93**	**5HA10=3,93**

III.3.6. Espacement :

Tableau III.16.Espacement des armatures.

	principales (cm)	répartitions (cm)
calculé	100/7=14,28	100/5=20
choisi	**15**	**20**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.3.7. Vérifications :

III.3.7.1. Des contraintes :

Type de fissuration : peu nuisible.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau III.17.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
travée	**7,38**	15	**0,25**	1,17
appui	**3,66**	15		

III.3.7.2. De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = 0{,}5 + L/1000$ **[2]**.

Tableau III.18.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
5,20	34,72	10,78	0,00	**8,7**	10,2

III.3.8. Schéma de ferraillage :

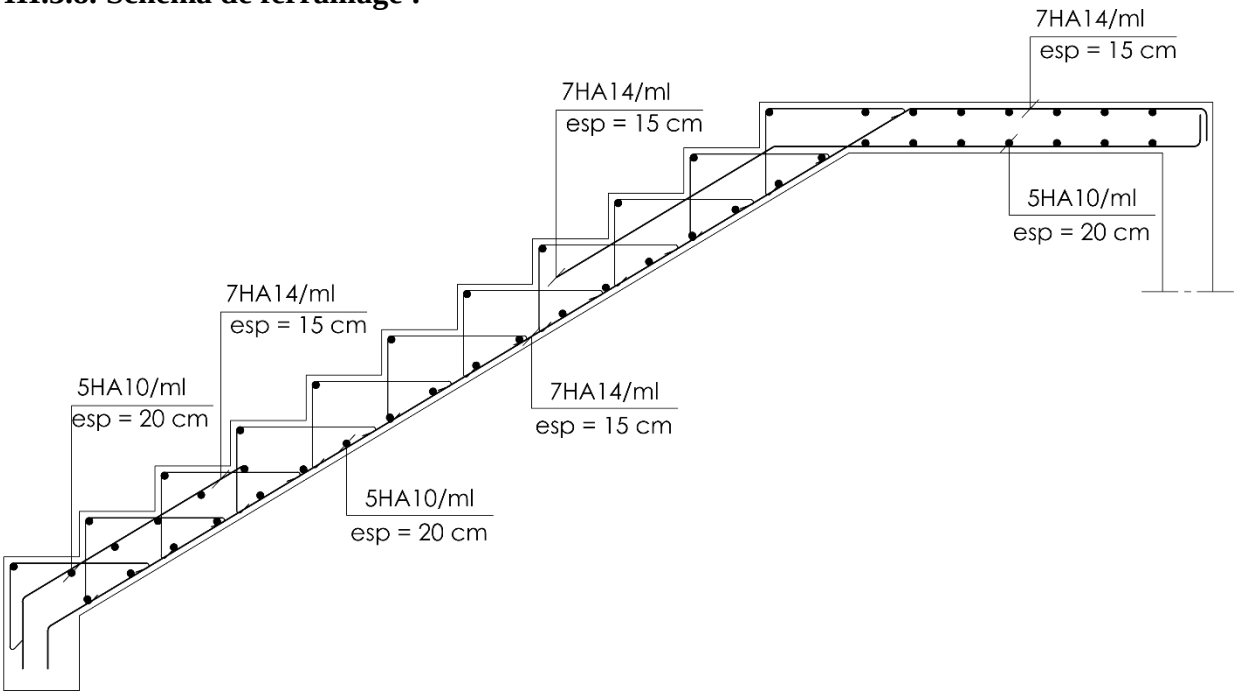


Figure III.13.Ferraillage de l'escalier.

III.4. PLANCHERS (POUTRELLES) :

III.4.1. Introduction :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

$$\begin{cases}\text{Avant le coulage de la dalle de compression}\\ \text{Après le coulage de la dalle de compression}\end{cases}$$

III.4.2. Dimensions :

Tableau III.19.Dimensions de poutrelles.

usage	b_s (cm)	h_s (cm)	b_i (cm)	h_i (cm)	b_0 (cm)	h_0 (cm)
commerce (20+4)	60	4	12	4	8	16
habitation (16+4)	60	4	12	4	8	12

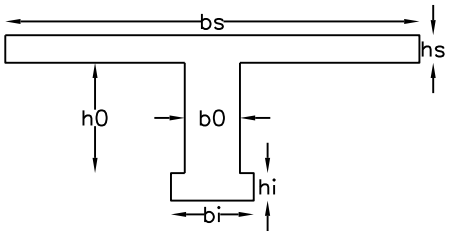


Figure III.14.Poutrelle après coulage.

III.4.3. Calcul :

III.4.3.1. Avant coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ La charge dû à son poids propre + poids du corps creux.
- ✓ La surcharge dû à l'ouvrier + poids des matériaux et des coffrages, qui est égale à :

$$Q = \max\begin{cases}1\text{ kN}\\ 500\text{ N/m}\end{cases}$$ (elle est localisée au milieu de la travée) **[2]**.

III.4.3.1.1. Evaluation des charges :

Tableau III.20.Evaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	$b_i \times h_i \times \gamma_{béton} = 0,12$
G_{cc} (kN/ml)	0,65
G (kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc} =$ **0,77**

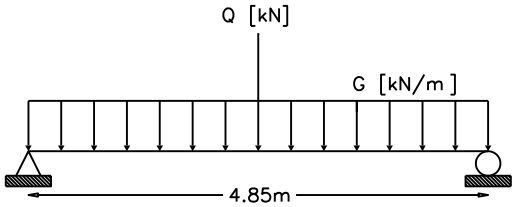


Figure III.15.Distribution des charges.

III.4.3.1.2. Calcul des étaiements :

$$\begin{cases} f=\dfrac{5GL^4}{384EI}+\dfrac{QL^3}{48EI}\\ f_{adm}=\dfrac{L}{500}\end{cases}$$ **[2]**.

Tableau III.21.Détermination de nombre des étaiements.

nombre des étaiements	L (mm)	Q (kN)	f (mm)	f_{adm}(mm)	vérification
1	2425	**1,21**	34,34	4,85	non
2	1617	**1**	7,60	3,23	non
3	1213	**1**	2,86	2,43	non
4	970	**1**	1,35	1,94	oui

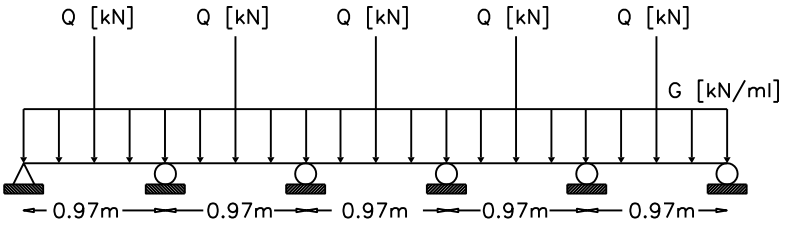


Figure III.16.Distribution des charges avec quatre étaiements.

Il faut prévoir **4 étaiements** le long de travée espacée de **0,97 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.3.2. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.4.3.2.1. Evaluation des charges :

Tableau III.22.Evaluation des charges.

	terrasse	étage courant	sous-sol	
			terrasse accessible	commerce
G (kN/m²)	**6,4**	**6**	**6,72**	**6,4**
G (kN/m²)	**1**	**1,5**	**1,5**	**5**
P_u=(1,35G+1,5Q)×b (kN/ml)	6,08	6,21	6,79	9,68
P_{ser}=(G+Q)×b (kN/ml)	4,44	4,5	4,93	6,84

III.4.3.2.2. Détermination des efforts :

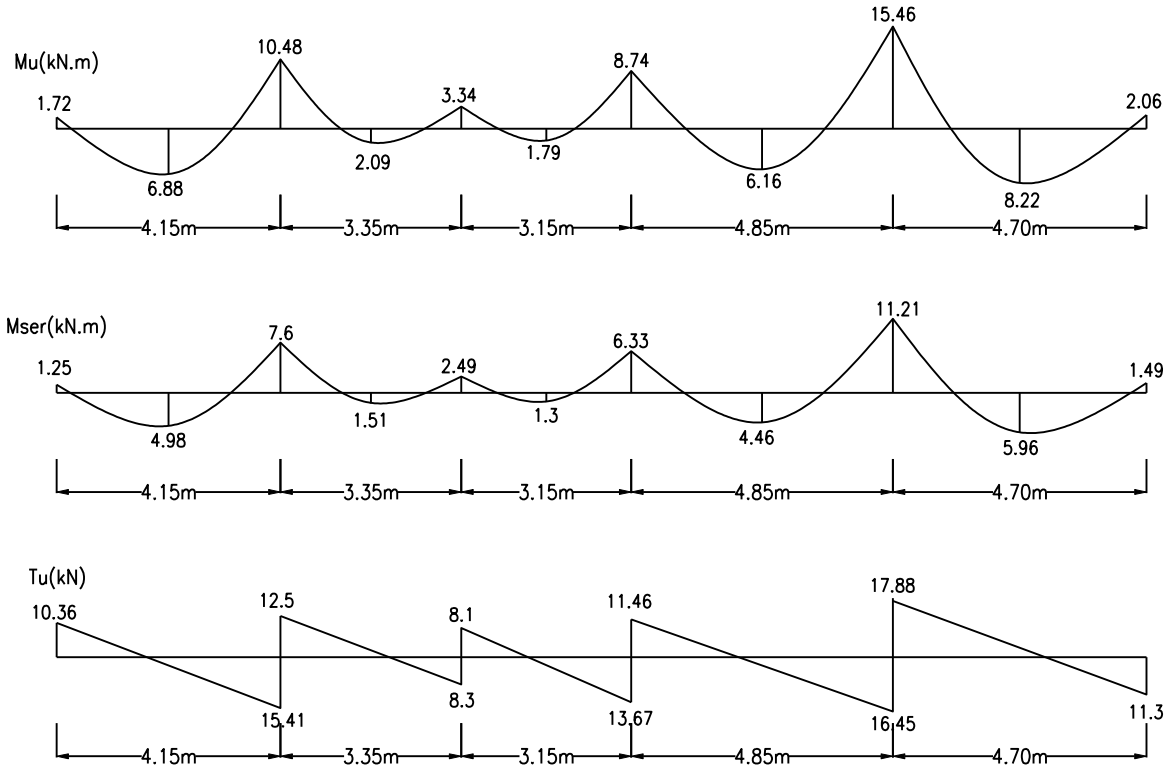


Figure III.17.Diagrammes des efforts du plancher d'étage courant.

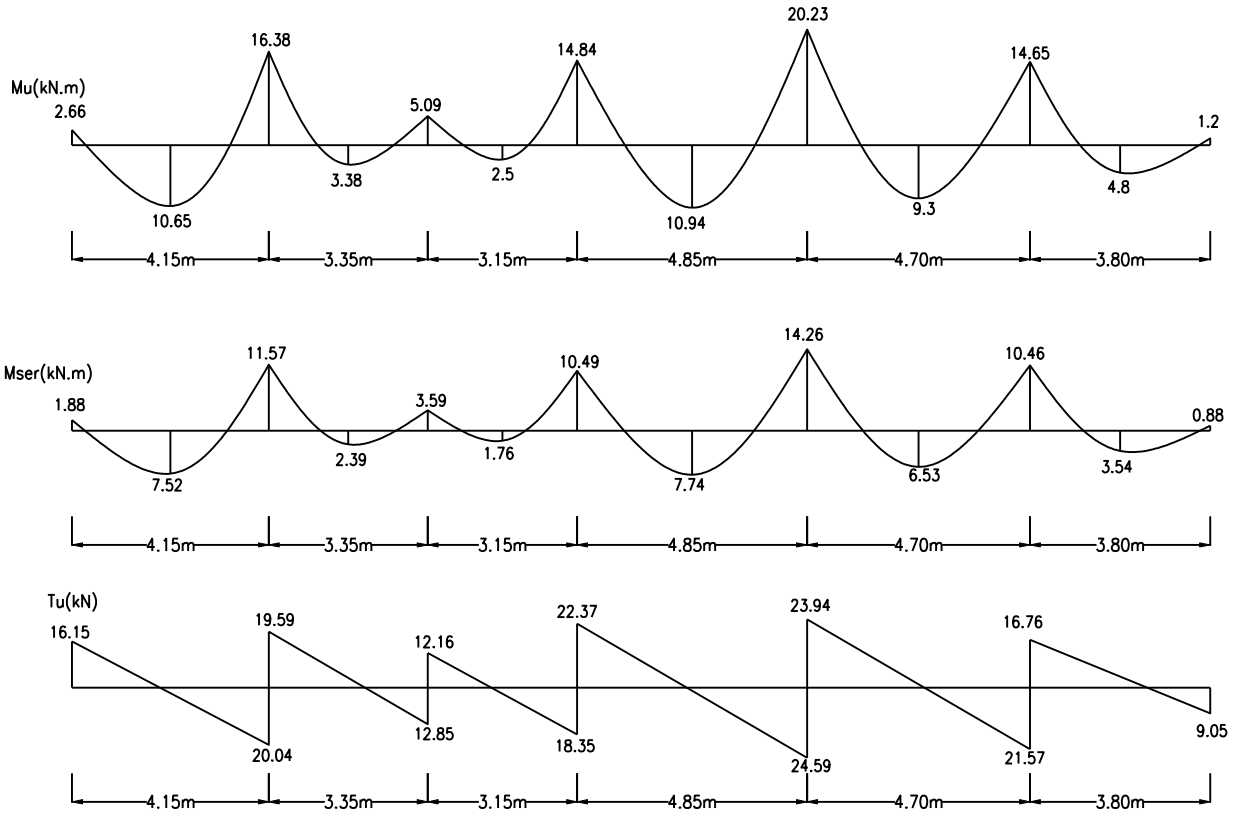


Figure III.18.Diagrammes des efforts du plancher de sous-sol.

III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) :

a) Données :

$$\begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa} \\ c = 2 \text{ cm} \\ c' = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Armatures :

Section minimale : $A_{t_min}=0,4\times b\times S_t/f_e=0,13$ cm² **[2]**.

Tableau III.23.Armatures longitudinales.

			A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
terrasse + étage courant	travée	calculée	1,10	0,00
		choisie	**3HA10=2,36**	**1HA10=0,79**
	appui	calculée	0,00	2,70
		choisie	**3HA10=2,36**	**1HA10+1chpHA16=2,80**
sous-sol	travée	calculée	1,20	0,00
		choisie	**3HA10=2,36**	**1HA10=0,79**
	appui	calculée	0,00	2,75
		choisie	**3HA10=2,36**	**1HA10+1chpHA16=2,80**

Tableau III.24.Armatures transversales.

	A_t (cm²)	S_t (cm)
choisie	**2HA4=0,25**	**20**

III.4.3.2.4. Vérifications :

a) Des contraintes :

Type de fissuration : peu nuisible.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = \min(0{,}2f_{c28}/\gamma_b \; ; \; 5) \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau III.25.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

		σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
terrasse + étage courant	travée	**2,94**	15	**1,24**	3,33
	appui	**13,03**	15		
sous-sol	travée	**2,78**	15	**1,40**	3,33
	appui	**11,72**	15		

b) De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$ **[2]**.

Tableau III.26.Vérification de la flèche (à l'ELS).

	L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
terrasse + étage courant	4,7	5,96	2,36	0,79	**4,5**	9,4
sous-sol	4,85	7,74	2,36	0,79	**3,6**	9,7

III.4.4. Dalle de compression : [2]

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

La section minimale des armatures doit être :

$$\begin{cases} A_\perp \geq 4L/f_e \\ A_{/\!/} \geq A_\perp/2 \end{cases} \text{ pour } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{l'écartement des axes des nervures} = 60 \text{ cm}. \\ f_e : \text{la limite d'élasticité de treillis soudé} = 520 \text{ MPa}. \end{cases}$

Tableau III.27.Armatures de la dalle de compression.

	$A_\perp$ (cm²/ml)	$A_{/\!/}$ (cm²/ml)
calculé	≥0,46	≥0,23
choisi	**5Φ6=1,41**	**5Φ6=1,41**
on adoptera un treillis soudé de : **(20x20)** cm²		

III.4.5. Schéma de ferraillage :

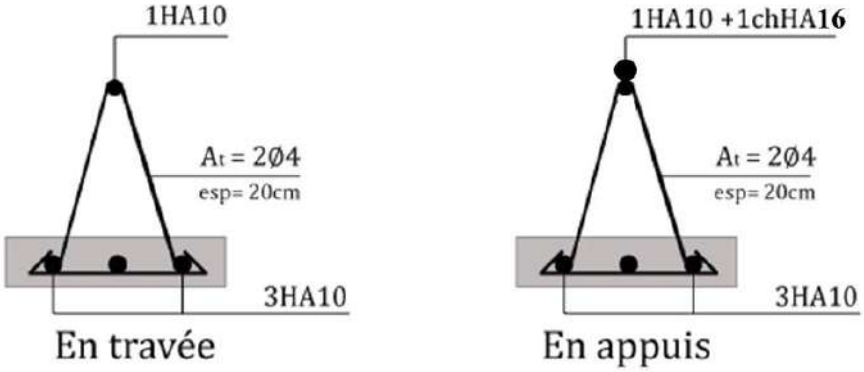


Figure III.20.Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant).

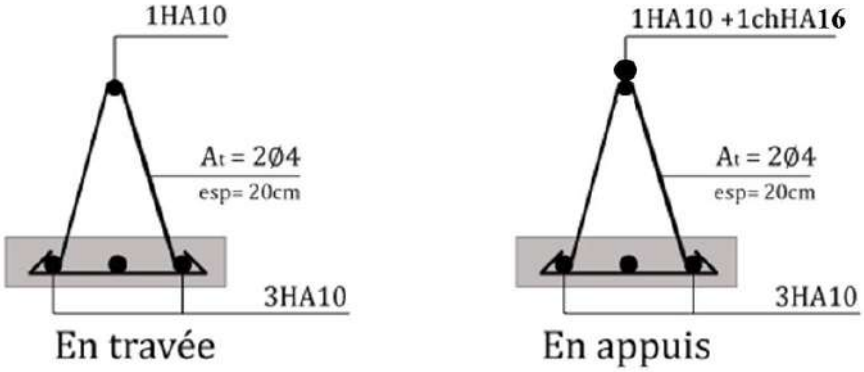


Figure III.19.Ferraillage des poutrelles (sous-sol).

III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE) :

III.5.1. Introduction :

Dans notre cas, on a des dalles reposantes sur deux appuis et sur trois appuis (loggias).

III.5.2. Dalle reposant sur deux appuis :

III.5.2.1. Evaluation des charges :

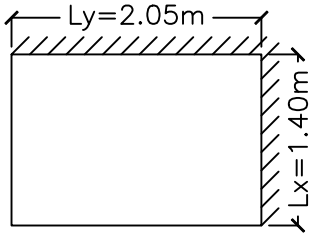


Figure III.21.Schéma statique de la dalle.

Tableau III.28.Evaluation des charges.

	terrasse	étage courant
G (kN/m²)	**7,35**	**5,33**
Q (kN/m²)	**1**	**1,5**

Tableau III.29.Combinaisons des charges.

	terrasse	étage courant
P_u=1,35G+1,5Q (kN/m²)	11,42	9,44
P_{ser}=G+Q (kN/m²)	8,35	6,83

On prend la plus grande charge pour le calcul des efforts et pour le ferraillage.

III.5.2.2. Détermination des efforts :

On applique la méthode des lignes de rupture pour la détermination des efforts.

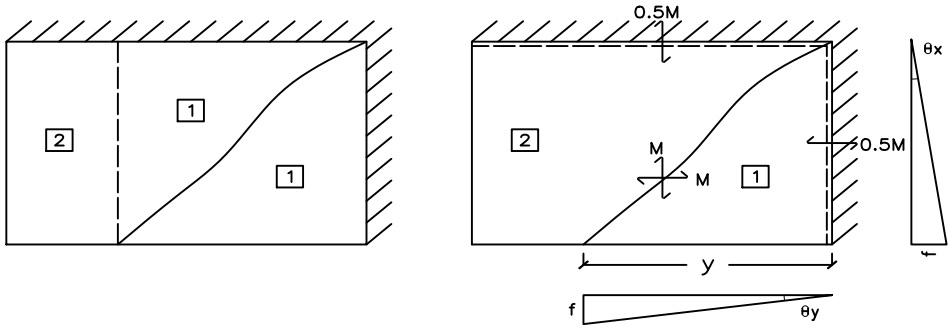


Figure III.22.Lignes de rupture de la dalle.

Tableau III.30.Travail externe.

élément	aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0,7y	f/3	0,233yqf
2	2,87-1,4y	f/2	(1,435-0,7y)qf
		Σ	**(1,435-0,233y)qf**

Tableau III.31.Travail interne.

élément	moment		longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	L_x	f/y	(1,4/y)Mf
	-	0,5M	L_x	f/y	(0,7/y)Mf
2	+	M	y	f/L_x	0,714yMf
	-	0,5M	L_y	f/L_x	0,732Mf
				Σ	**(2,1/y+0,714y+0,732)Mf**

$$travail\ externe = travail\ interne \Rightarrow y = 0{,}813\ m \Rightarrow \begin{cases} M_u = 0{,}32P_u = 3{,}65\ kN.m \\ M_{ser} = 0{,}32P_{ser} = 2{,}67\ kN.m \\ T_u = max(0{,}52P_u\ ;\ 0{,}47P_u) = 5{,}94\ kN \end{cases}$$

III.5.2.3. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

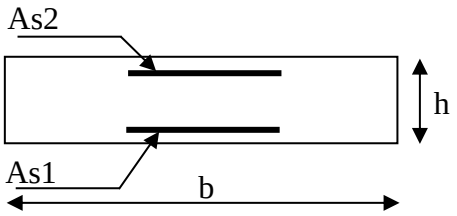


Figure III.23.Section de calcul.

III.5.2.3.1. Données :

Tableau III.32.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	d_y (cm)	11,7
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5
d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=b×h=1500 cm²			

III.5.2.3.2. Armatures :

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 1,5$ cm²/ml. **[3].**

Tableau III.33.Armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

	sens (X-X)		sens (Y-Y)	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
calculée	0,85	0,85	0,85	0,85
choisie	**4HA10=3,14**	**4HA10=3,14**	**4HA10=3,14**	**4HA10=3,14**

III.5.2.3.3. Espacement :

Tableau III.34.Espacement des armatures.

	sens (X-X) [cm]	sens (Y-Y) [cm]
calculé	100/4=25	100/4=25
choisi	**25**	**25**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

III.5.2.4. Vérifications :

III.5.2.4.1. Des contraintes :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 ; 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau III.35.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,7	15	**6,6**	**6,6**	201,63	**0,05**	1,17

III.5.2.4.2. De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/250$ **[2]**.

Tableau III.36.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
1,4	2,67	3,14	3,14	**0,1**	5,6

III.5.3. Dalle reposant sur trois appuis :

III.5.3.1. Evaluation des charges :

Tableau III.37.Evaluation des charges.

	terrasse	étage courant
G (kN/m²)	**7,35**	**5,33**
Q (kN/m²)	**1**	**1,5**

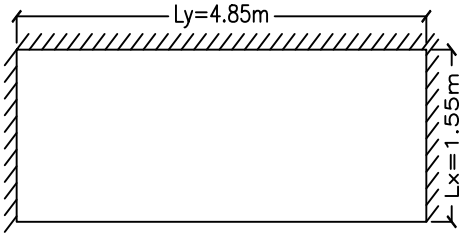


Figure III.24.Schéma statique de la dalle.

Tableau III.38.Combinaisons des charges.

	terrasse	étage courant
P_u=1,35G+1,5Q (kN/m²)	11,42	9,44
P_{ser}=G+Q (kN/m²)	8,35	6,83

On prend la plus grande charge pour le calcul des efforts et pour le ferraillage.

III.5.3.2. Détermination des efforts :

On applique la méthode des lignes de rupture pour la détermination des efforts.

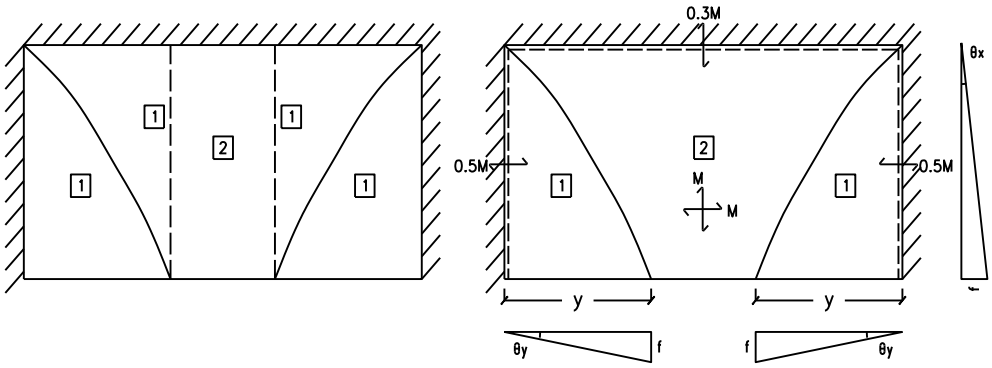


Figure III.25.Lignes de rupture de la dalle.

Tableau III.39.Travail externe.

élément	aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0,775y	f/3	0,258yqf
2	7,518-3,1y	f/2	(3,759-1,55y)qf
		Σ	**(3,759-0.517y)qf**

Tableau III.40.Travail interne.

élément	moment		longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	L_x	f/y	(1,55/y)Mf
	-	0,5M	L_x	f/y	(0,775/y)Mf
2	+	M	2y	f/L_x	1,29yMf
	-	0,3M	L_y	f/L_x	0,939Mf
				Σ	**(4,65/y+1,29y+0,939)Mf**

travail externe = travail interne $\Rightarrow y = 1,44\ m \Rightarrow \begin{cases} M_u = 0,5P_u = 5,71\ kN.m \\ M_{ser} = 0,5P_{ser} = 4,18\ kN.m \\ T_u = max(0,67P_u\ ;\ 0,52P_u) = 7,65\ kN \end{cases}$

III.5.3.3. Ferraillage (à l'ELU) :

III.5.3.3.1. Données :

Tableau III.41.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	d_y (cm)	11,7
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5
d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=b×h=1500 cm²			

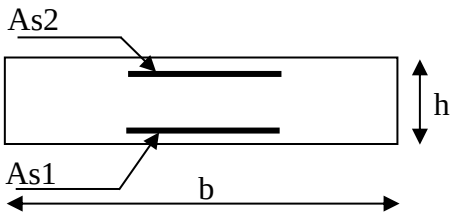


Figure III.26.Section de calcul.

III.5.3.3.2. Armatures :

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 1,5$ cm²/ml. **[3].**

Tableau III.42.Armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

	sens (X-X)		sens (Y-Y)	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
calculée	1,33	1,33	1,33	1,33
choisie	**4HA10=3,14**	**4HA10=3,14**	**4HA10=3,14**	**4HA10=3,14**

III.5.3.3.3. Espacement :

Tableau III.43.Espacement des armatures.

	sens (X-X) [cm]	sens (Y-Y) [cm]
calculé	100/4=25	100/4=25
choisi	**25**	**25**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

III.5.3.4. Vérifications :

III.5.3.4.1. Des contraintes :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 ; 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau III.44.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
1,03	15	**10,29**	**10,29**	201,63	**0,06**	1,17

III.5.3.4.2. De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/250$ **[2]**.

Tableau III.45.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
1,55	4,18	3,14	3,14	**0,2**	6,2

III.5.4. Schémas de ferraillage :

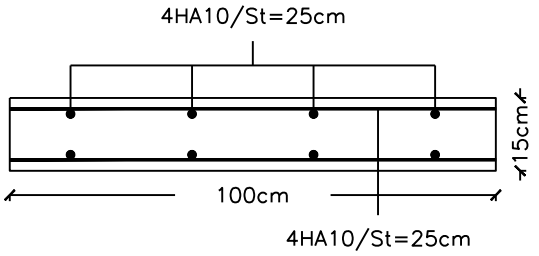


Figure III.27.Ferraillage des dalles (deux appuis et trois appuis).

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.

IV.1. INTRODUCTION :

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

IV.2. DISPOSITION DES VOILES :

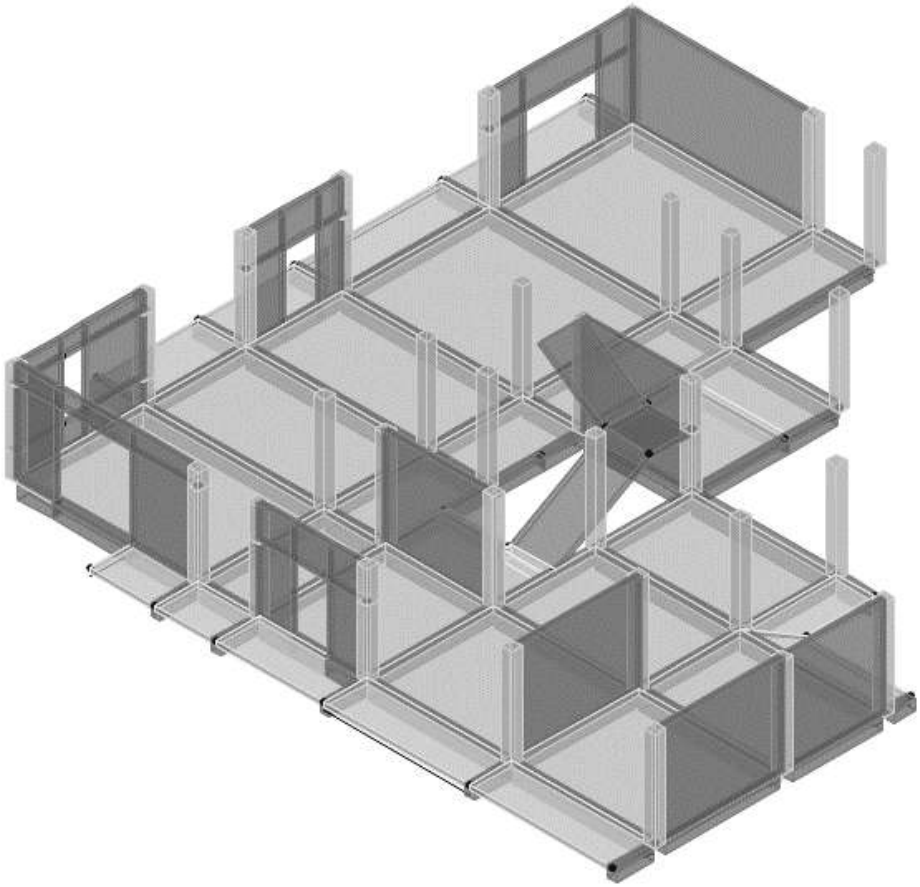


Figure IV.1.Disposition des voiles.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : [1]

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situ en *(zone III)*, appartient au *(groupe d'usage 2*) et dépasse le *(11 mètres)* en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale.

IV.4. MODELISATION : [1]

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

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : **'SAP2000 v20.2.0'**.

IV.5. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES :

IV.5.1. Centre de masse et centre de rigidité :

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

niveaux (m)	centre de masse		centre de rigidité	
	$X_G=\frac{\Sigma m_i.x_i}{\Sigma m_i}$ (m)	$Y_G=\frac{\Sigma m_i.y_i}{\Sigma m_i}$ (m)	$X_R=\frac{\Sigma k_{yi}.x_i}{\Sigma k_{yi}}$ (m)	$Y_R=\frac{\Sigma k_{xi}.y_i}{\Sigma k_{xi}}$ (m)
3,24	11,44	11,60	11,02	10,21
6,66	7,90	12,21	9,00	11,01
9,9	8,01	12,12	8,76	11,36
13,14	8,00	12,13	8,64	11,68
16,38	8,00	12,14	8,54	11,95
19,62	7,99	12,15	8,42	12,19
22,86	8,00	12,18	8,31	12,39
26,1	7,93	12,42	8,20	12,59

IV.5.2. Excentricité théorique et admissible : [1]

$$\text{Dimensions : } \begin{cases} L_x = 20{,}20 \text{ m} \\ L_y = 20{,}95 \text{ m.} \end{cases}$$

Tableau IV.2.Excentricité théorique et admissible.

niveaux (m)	théorique + accidentelle		admissible		vérification
	$E_x=\lvert X_R-X_G\rvert$ (m)	$E_y=\lvert Y_R-Y_G\rvert$ (m)	$\overline{E_x}=15\%L_x$ (m)	$\overline{E_y}=15\%L_y$ (m)	
3,24	0,42	1,38	**3,03**	**3,14**	oui
6,66	1,10	1,20	**3,03**	**3,14**	oui
9,9	0,75	0,76	**3,03**	**3,14**	oui
13,14	0,64	0,44	**3,03**	**3,14**	oui
16,38	0,54	0,19	**3,03**	**3,14**	oui
19,62	0,43	0,04	**3,03**	**3,14**	oui
22,86	0,31	0,22	**3,03**	**3,14**	oui
26,1	0,27	0,17	**3,03**	**3,14**	oui

IV.5.3. Spectre de réponse : [1]

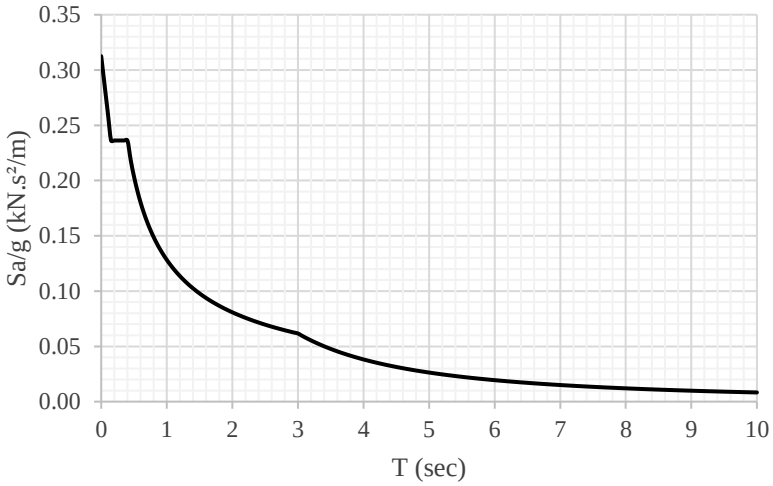


Figure IV.2.Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \rightarrow 0\leq T\leq T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \rightarrow T_1<T\leq T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow T_2<T\leq 3{,}0s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \rightarrow T>3{,}0s \end{cases}$$

IV.5.4. Coefficient d'accélération : [1]

En fonction de la zone sismique et de groupe d'usage de l'ouvrage.

$$\begin{cases}\text{Zone sismique : III.}\\ \text{Groupe d'usage : 2.}\end{cases} \Rightarrow \mathbf{A = 0{,}25}.$$

IV.5.5. Pourcentage d'amortissement critique : [1]

En fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\begin{cases}\text{Système : portiques.}\\ \text{Matériau : béton.}\\ \text{Remplissage : dense.}\end{cases} \Rightarrow \boldsymbol{\xi = 7\%}.$$

IV.5.6. Facteur de correction d'amortissement : [1]

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \Rightarrow \boldsymbol{\eta = 0{,}882}.$$

IV.5.7. Justification du coefficient de comportement : [1]

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

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

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

IV.5.7.1. Suivant l'axe (X) :

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

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_x /poteaux (%)	T_x /voiles (%)
26,1	**57,17**	**42,83**	0,00	100,00
22,86	**58,87**	**41,13**	0,00	100,00
19,62	**62,90**	**37,10**	0,00	100,00
16,38	**63,68**	**36,32**	0,00	100,00
13,14	**66,92**	**33,08**	0,00	100,00
9,9	**68,28**	**31,72**	0,00	100,00
6,66	**71,73**	**28,27**	0,00	100,00
3,24	**61,10**	**38,90**	0,00	100,00

IV.5.7.2. Suivant l'axe (Y) :

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

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_y /poteaux (%)	T_y /voiles (%)
26,1	**56,42**	**43,58**	0,00	100,00
22,86	**57,08**	**42,92**	0,00	100,00
19,62	**60,98**	**39,02**	0,00	100,00
16,38	**61,75**	**38,25**	0,00	100,00
13,14	**65,37**	**34,63**	0,00	100,00
9,9	**66,88**	**33,12**	0,00	100,00
6,66	**71,79**	**28,21**	0,00	100,00
3,24	**60,80**	**39,20**	0,00	100,00

IV.5.8. Facteur de qualité : [1]

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

Tableau IV.5.Valeur du facteur du qualité.

	P_q			
critère « q »	observé	non observé	Q_x	Q_y
1- conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05	*0,05*	*0,05*
2- redondance en plan	0	0,05	*0,05*	*0,05*
3- régularité en plan	0	0,05	*0,05*	*0,05*
4- régularité en élévation	0	0,05	*0*	*0*
5- contrôle de la quantité des matériaux	0	0,05	*0,05*	*0,05*
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	*0*	*0*
			1,20	**1,20**

IV.5.9. Périodes caractéristiques : [1]

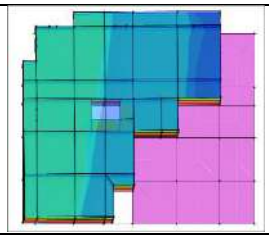
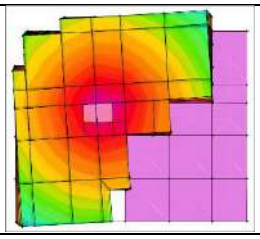
$$\text{Site S2 (ferme)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0{,}15 \text{ sec} \\ T_2 = 0{,}40 \text{ sec} \end{cases}$$

IV.6. RESULTATS DES ANALYSES DYNAMIQUES :

IV.6.1. Analyse modale : [1]

IV.6.1.1. Comportement modal de la structure :

Tableau IV.6.Comporetement des trois premiers modes.

mode	mode 1 / T_1 = 0,42 s	mode 2 / T_2 = 0,41 s	mode 3 / T_3 = 0,27 s
	participation massique (%)	participation massique (%)	participation massique (%)
suivant (X)	**56,55**	1,74	0,01
suivant (Y)	1,77	**59,22**	0,01
autour de (Z)	0,01	0,68	**54,85**
comportement			
	translation suivant (X)	translation suivant (Y)	rotation autour de (Z)

IV.6.1.2. Participation massique :

Tableau IV.7.Participation massique.

mode	période (sec)	cumulé des masses modales effectives (%)		
		suivant (X)	suivant (Y)	Autour de (Z)
137	0,027	89,86	**90,04**	80,25
140	0,026	**91,06**	90,48	80,41
249	0,016	99,60	99,84	**91,01**

- **Commentaire** :

Le nombre des modes totales : **1043 modes.**
Le temps des modes totales : **13,64 sec.**
Le nombre des modes retenus : **249 modes.**
Le temps des modes retenus : **9,63 sec.**

IV.6.2. Analyse statique et dynamique :

IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base : [1]

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

$$\frac{E_d}{V} \geq 0,8$$

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Tableau IV.8.Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y
0,25	2,015	2,040	3,5	1,20	1,20
W (kN)		V_x (kN)		V_y (kN)	
40805,13		7048,23		7134,41	

Tableau IV.9.Vérification de la force sismique à la base.

E_{dx} (kN)	V_x (kN)	E_{dy} (kN)	V_y (kN)
5666,59	7048,23	5737,34	7134,41
Rapport : $\frac{E_{dx}}{V_x}$		Rapport : $\frac{E_{dy}}{V_y}$	
0,804>0,8		**0,804>0,8**	

IV.6.2.2. Vérification de la stabilité au renversement : [1]

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

Tableau IV.10.Vérification de la stabilité au renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
$M_R = \Sigma M_{ri} = \Sigma h_i.F_i$		$M_S = \Sigma M_{si} = \Sigma X_{Gi}.W_i$	
M_{rx} (kN.m)	105382,84	M_{ry} (kN.m)	103788,63
M_{sx} (kN.m)	500756,94	M_{sy} (kN.m)	354009,99
M_{sx} / M_{rx}	**4,75 > 1,5**	M_{sy} / M_{ry}	**3,41 > 1,5**

- **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement.

IV.6.2.3. Vérification du déplacement en tête : [1]

$$\text{dép. réel} \leq \frac{H}{250}$$

IV.6.2.3.1. Suivant l'axe (X) :

Tableau IV.11.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (X).

dép. théorique	R	H (cm)	dép. réel = R × dép. théorique	dép. admissible = H/250	vérification
1,568	3,5	22,86	**5,49**	**9,14**	oui

IV.6.2.3.2. Suivant l'axe (Y) :

Tableau IV.12.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (Y).

dép. théorique	R	H (cm)	dép. réel = R × dép. théorique	dép. admissible = H/250	vérification
1,444	3,5	22,86	**5,05**	**9,14**	oui

- **Commentaire :**

Les déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.6.2.4. Vérification des déplacements inter-étages : [1]

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_{adm} = \frac{h_{étage}}{100}$$

$$\varepsilon_k = \frac{\Delta_k}{h_k} \leq \varepsilon_{adm} = 3{,}5‰$$

IV.6.2.4.1. Suivant l'axe (X) :

Tableau IV.13.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X).

niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ_x (cm)	$\delta_x \times R$ (cm)	Δ_x (cm)	δ_{adm} (cm)	ε_x (‰)	ε_{adm} (‰)	vérification
26,1	3,24	1,57	5,49	**0,86**	**3,24**	**2,66**	**3,5**	oui
22,86	3,24	1,32	4,63	**0,89**	**3,24**	**2,76**	**3,5**	oui
19,62	3,24	1,07	3,73	**0,91**	**3,24**	**2,80**	**3,5**	oui
16,38	3,24	0,81	2,83	**0,88**	**3,24**	**2,71**	**3,5**	oui
13,14	3,24	0,56	1,95	**0,80**	**3,24**	**2,47**	**3,5**	oui
9,9	3,24	0,33	1,15	**0,66**	**3,24**	**2,04**	**3,5**	oui
6,66	3,42	0,14	0,49	**0,43**	**3,42**	**1,25**	**3,5**	oui
3,24	3,24	0,02	0,06	**0,06**	**3,24**	**0,19**	**3,5**	oui

IV.6.2.4.2. Suivant l'axe (Y) :

Tableau IV.14.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y).

niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ_y (cm)	$\delta_y \times R$ (cm)	Δ_y (cm)	δ_{adm} (cm)	ε_y (‰)	ε_{adm} (‰)	vérification
26,1	3,24	1,44	5,05	**0,77**	**3,24**	**2,38**	**3,5**	oui
22,86	3,24	1,22	4,28	**0,81**	**3,24**	**2,49**	**3,5**	oui
19,62	3,24	0,99	3,47	**0,82**	**3,24**	**2,54**	**3,5**	oui
16,38	3,24	0,76	2,65	**0,80**	**3,24**	**2,47**	**3,5**	oui
13,14	3,24	0,53	1,85	**0,73**	**3,24**	**2,27**	**3,5**	oui
9,9	3,24	0,32	1,12	**0,61**	**3,24**	**1,89**	**3,5**	oui
6,66	3,42	0,14	0,50	**0,44**	**3,42**	**1,28**	**3,5**	oui
3,24	3,24	0,02	0,07	**0,07**	**3,24**	**0,20**	**3,5**	oui

- **Commentaire :**

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

IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments :

IV.6.2.5.1. Poutres :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \tau_{adm} \quad \textbf{[2]}$$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \min(0{,}2f_{c28}/\gamma_b \; ; \; 5) \Rightarrow \text{fiss. peu nuisible.} \\ \min(0{,}15f_{c28}/\gamma_b \; ; \; 4) \Rightarrow \text{fiss. préjudiciable/très préjudiciable.} \end{cases} \quad \textbf{[2]}$$

Tableau IV.15.Vérification du cisaillement des poutres.

section	b x h (cm^2)	L (m)	comb.	fiss.	T (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
PP	35x50	5,95	1,35G+1,5Q	peu nuisible	260,38	**1,57**	**3,33**
PP	35x45	2	G+Q+E_{dy}	préjudiciable	316,45	**2,13**	**3,26**
PS	30x35	3,35	G+Q-E_{dx}	peu nuisible	140,37	**1,44**	**4,35**
CH	30x35	3,55	1,35G+1,5Q	peu nuisible	77	**0,79**	**3,33**
Long	30x30	3,15	1,35G+1,5Q	préjudiciable	16,97	**0,21**	**2,5**

IV.6.2.5.2. Poteaux : [1]

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \tau_{adm} \\ \tau_{adm} = \rho_d.f_{c28} \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

a) Suivant l'axe (X) :

Tableau IV.16.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

section	L (m)	comb.	T (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
PT 35x35	3,24	1,35G+1,5Q	28,58	**0,251**	**1,875**
PT 40x40	3,24	1,35G+1,5Q	64,41	**0,429**	**1,875**
PT 45x45	3,24	1,35G+1,5Q	21,27	**0,111**	**1,875**
PT 50x50	3,42	1,35G+1,5Q	22,09	**0,093**	**1**
PT 55x55	3,24	1,35G+1,5Q	1,62	**0,006**	**1**

b) Suivant l'axe (Y) :

Tableau IV.17.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

section	L (m)	comb.	T (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
PT 35x35	3,24	1,35G+1,5Q	52,36	**0,460**	**1,875**
PT 40x40	3,24	1,35G+1,5Q	28,27	**0,188**	**1,875**
PT 45x45	3,24	1,35G+1,5Q	66,96	**0,350**	**1,875**
PT 50x50	3,42	1,35G+1,5Q	87,56	**0,369**	**1**
PT 55x55	3,24	1,35G+1,5Q	24,6	**0,085**	**1**

IV.6.2.5.3. Voiles : [1]

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u}{b_0.d} \leq \tau_{adm} \\ \tau_{adm} = 0{,}2 f_{c28} \end{cases}$$

a) Suivant l'axe (X) :

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

type de voile	ep (cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
périphérique	20	3,35	$G+Q+E_{dx}$	1229,14	**2,86**	**5,00**
de contreventement	20	1,1	$G+Q-E_{dx}$	521,9	**3,69**	**5,00**

b) Suivant l'axe (Y) :

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

type de voile	ep (cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
périphérique	20	2	$G+Q-E_{dy}$	868,12	**3,38**	**5,00**
de contreventement	20	1,3	$G+Q-E_{dy}$	592,88	**3,55**	**5,00**

IV.6.2.6. Vérification de l'effort normal réduit : [1]

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

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} \leq 0{,}3$$

- **Remarque :**

Les sections des poteaux choisies dans la phase de pré dimensionnement ne sont pas satisfaites d'après la vérification de l'effort normal réduit à la base. On a décidé d'augmenter les sections est refaire les vérifications.

Tableau IV.20.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

	section	B_c (cm^2)	comb.	N_d (kN)	υ	vérification
suivant (X)	50x50	2304	$G+Q-E_{dx}$	1617,78	**0,28**	oui
suivant (Y)	50x50	2304	$G+Q-E_{dy}$	1887,92	**0,33**	non

- **Commentaire :**

On doit augmenter la section du poteau au niveau de la cage d'escalier (étage de commerce) à (55 x 55) pour que l'effort normal réduit soit vérifiée.

IV.6.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [1].

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

$$\theta=\frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k}\leq 0,1$$

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

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

Tableau IV.21.Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

h_i (m)	P_k (kN)	$P_k.h_i$ (kN.m)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_x	θ_y
26,1	3613,12	94302,43	0,86	0,77	1079,18	1092,23	*324*	**0,009**	**0,008**
22,86	4169,13	95306,31	0,89	0,81	1090,67	1103,86	*324*	**0,011**	**0,009**
19,62	4222,69	82849,18	0,91	0,82	948,11	959,58	*324*	**0,012**	**0,011**
16,38	4259,36	69768,32	0,88	0,80	798,41	808,07	*324*	**0,014**	**0,013**
13,14	4297,54	56469,68	0,80	0,73	646,23	654,05	*324*	**0,016**	**0,014**
9,9	4339,10	42957,09	0,66	0,61	491,59	497,54	*324*	**0,018**	**0,016**
6,66	4505,93	30022,81	0,43	0,44	343,57	347,73	*342*	**0,016**	**0,017**
3,24	7250,31	23491,95	0,06	0,07	268,83	272,09	*324*	**0,005**	**0,005**
	$\Sigma P_k.h_i$	**495167,47**							

- **Commentaire :** L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure.

IV.7. CONCLUSION :

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.22.Dimensionnement finales des éléments.

étage	poteaux	poutres principales (commerce)
6ème	**35x35**	**35x50**
5éme	**35x35**	poutres principales (habitation)
4éme	**40x40**	**35x45**
3éme	**40x40**	poutres secondaires
2éme	**45x45**	**30x35**
1ére	**45x45**	chainages
RDC	**50x50**	**30x35**
sous - sol	**50x50**	longrines
	55x55 (escalier)	**30x30**
voiles périphériques/de contreventements		**20**

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V.1. INTRODUCTION :

Le ferraillage se fait conformément aux règlements en vigueur : **[CBA93, RPA99v2003]**.

V.2. POUTRES :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des efforts les plus grandes.

V.2.1. Recommandations des règlements :

V.2.1.1. Règlement 'RPA99v2003' :

V.2.1.1.1. Armatures longitudinales :

- Pourcentage minimal : 0,5%b.h
- Pourcentage maximal : $\begin{cases} 4\%b.h \Rightarrow \text{zone courante} \\ 6\%b.h \Rightarrow \text{zone de recouvrement.} \end{cases}$
- Longueur minimale de recouvrement : 50φ *(en zone III).*

V.2.1.1.2. Armatures transversales :

- Section minimal : $0{,}003.S_t.b$
- Espacement maximal :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{2} \Rightarrow \text{zone courante.} \\ \min[\dfrac{h}{4};12\phi_l;30cm] \Rightarrow \text{zone nodale.} \end{cases}$$

V.2.1.2. Règlement 'CBA93' :

V.2.1.2.1. Armatures longitudinales :

- Pourcentage minimal : 0,1%b.h

V.2.1.2.2. Armatures transversales :

- Section minimal : $0{,}4S_t/f_e$
- Diamètre maximal :

$$\min[\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_l]$$

- Espacement admissible : min [0,9d ; 40cm]

- **Remarque :**

$$\begin{cases} \text{GEN} \Rightarrow \text{les poutres générales.} \\ \text{ESC} \Rightarrow \text{les poutres proches à la cage d'escalier.} \\ \text{CHA} \Rightarrow \text{les poutres chainages.} \\ \text{CRT} \Rightarrow \text{les poutres courtes.} \end{cases}$$

V.2.2. Poutres porteuses :

V.2.2.1. Détermination des efforts :

Tableau V.1.Détermination des efforts.

	usage	section (cm^2)	position	M (kN.m)	comb.	T (kN)	comb.	M_{ser} (kN.m)
GEN	habitation	35x45	travée	**97,57**	1,35G+1,5Q	**171,83**	1,35G+1,5Q	**71,11**
			appui	**174,3**	1,35G+1,5Q			**126,76**
	commerce	35x50	travée	**151,89**	1,35G+1,5Q	**260,38**	1,35G+1,5Q	**108,18**
			appui	**209,89**	1,35G+1,5Q			**149,35**
ESC	commerce-habitation	30x35	travée	**60,31**	1,35G+1,5Q	**139,88**	$G+Q-E_{dx}$	**44,08**
			appui	**114,16**	$G+Q-E_{dx}$			**42,19**
CHA	commerce-habitation	30x35	travée	**27,59**	1,35G+1,5Q	**77**	1,35G+1,5Q	**19,57**
			appui	**44,06**	$G+Q+E_{dx}$			**30,21**

V.2.2.2. Ferraillage :

V.2.2.2.1. Armatures longitudinales :

Tableau V.2.Armatures longitudinales.

	usage	section (cm^2)	position	A_s (cm^2)	A_{s1_ch} (cm^2)	A_{s2_ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
GEN	habitation	35x45	travée	7,01	**4HA14 +2chHA14=9,24**	**4HA14=6,16**	7,88
			appui	13,24	**4HA14=6,16**	**4HA14 +4chHA16=14,2**	
	commerce	35x50	travée	9,92	**4HA14 +2HAch16=10,18**	**4HA14=6,16**	8,75
			appui	14,19	**4HA14=6,16**	**4HA14 +4chHA16=14,2**	
ESC	commerce-habitation	30x35	travée	5,75	**3HA14 +1chHA14=6,16**	**3HA14=4,62**	5,25
			appui	9,86	**3HA14=4,62**	**3HA14 +3chHA16=10,65**	
CHA	commerce-habitation	30x35	travée	2,52	**3HA14=4,62**	**3HA14=4,62**	5,25
			appui	3,53	**3HA14=4,62**	**3HA14=4,62**	

V.2.2.2.2. Armatures transversales :

Tableau V.3.Armatures transversales.

	usage	section (cm^2)	S_t (cm)		A_{t_ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
GEN	habitation	35x45	nodale	**10**	**4HA8=2,01**	1,05
			courante	**15**		
	commerce	35x50	nodale	**10**	**4HA8=2,01**	1,05
			courante	**15**		
ESC	commerce-habitation	30x35	nodale	**10**	**4HA8=2,01**	0,9
			courante	**15**		
CHA	commerce-habitation	30x35	nodale	**10**	**3HA8=1,51**	0,9
			courante	**15**		

V.2.2.3. Vérifications :

V.2.2.3.1. Des contraintes :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 \ ; \ 110\sqrt{f_{t28}.\eta}) \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = \min(0{,}15f_{c28}/\gamma_b \ ; \ 4) \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau V.4.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	usage	position	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
GEN	habitation	travée	**6,02**	15	**199,6**	**73,2**	201,63	**1,16**	2,5
		appui	**9,41**	15	**118,99**	**201,63**	201,63		
	commerce	travée	**7,46**	15	**201,63**	**93,13**	201,63	**1,57**	2,5
		appui	**10,91**	15	**126,22**	**201,63**	201,63		
ESC	commerce-habitation	travée	**7,26**	15	**201,63**	**83,13**	201,63	**1,43**	3,26
		appui	**5,96**	15	**71,89**	**138,31**	201,63		
CHA	commerce-habitation	travée	**3,6**	15	**142,83**	**38,81**	201,63	**0,79**	2,5
		appui	**5,55**	15	**59,9**	**201,63**	201,63		

V.2.2.3.2. De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = \begin{cases} L/500 \text{ pour } L \leq 5m \\ 0,5 + L/1000 \text{ pour } L > 5m \end{cases}$ **[2]**.

Tableau V.5.Vérification de la flèche (à l'ELS).

	usage	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
GEN	habitation	71,11	9,24	6,16	**4**	10,95
	commerce	108,18	10,18	6,16	**4,5**	10,95
ESC	commerce-habitation	44,08	6,16	4,62	**4,7**	9,7
CHA	commerce-habitation	19,57	4,62	4,62	**0,8**	7,1

V.2.2.4. Schémas du ferraillage :

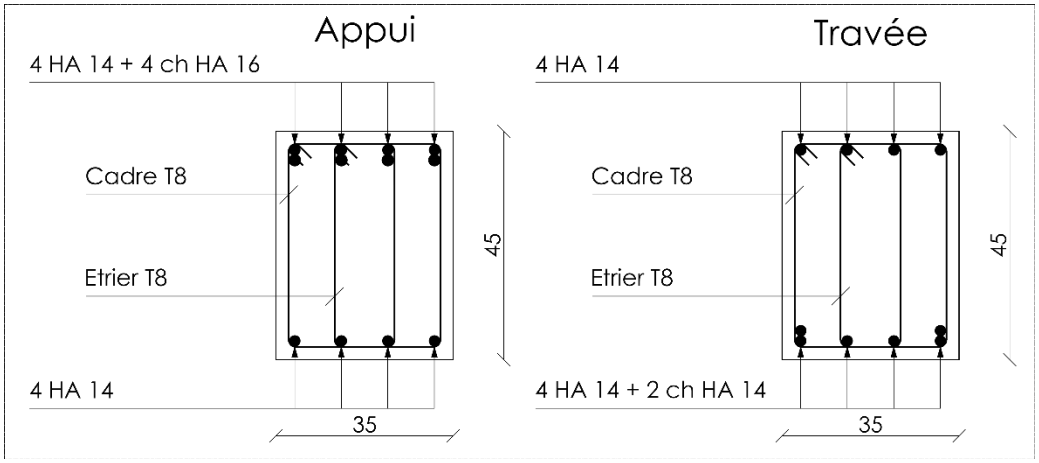


Figure V.2.Ferraillage des poutres porteuses (GEN-habitation).

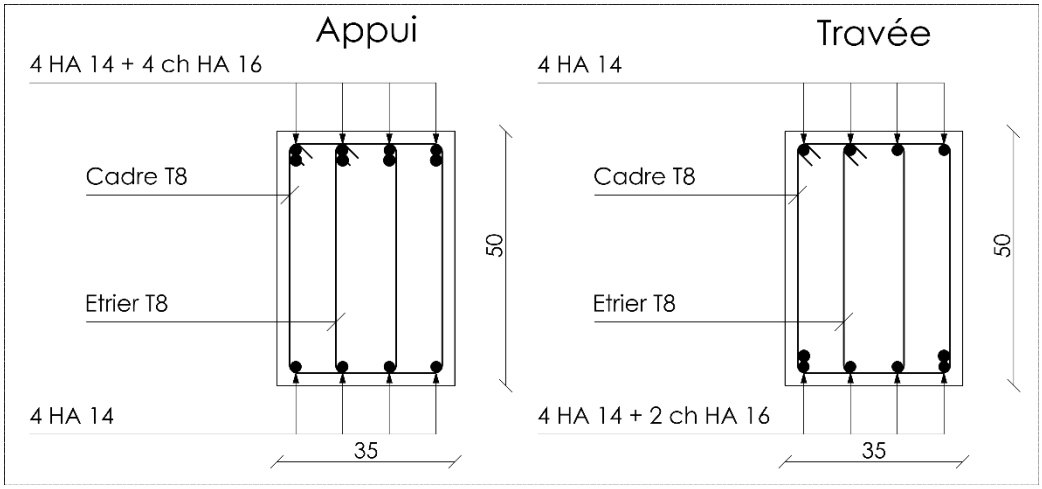


Figure V.1.Ferraillage des poutres porteuses (GEN-commerce).

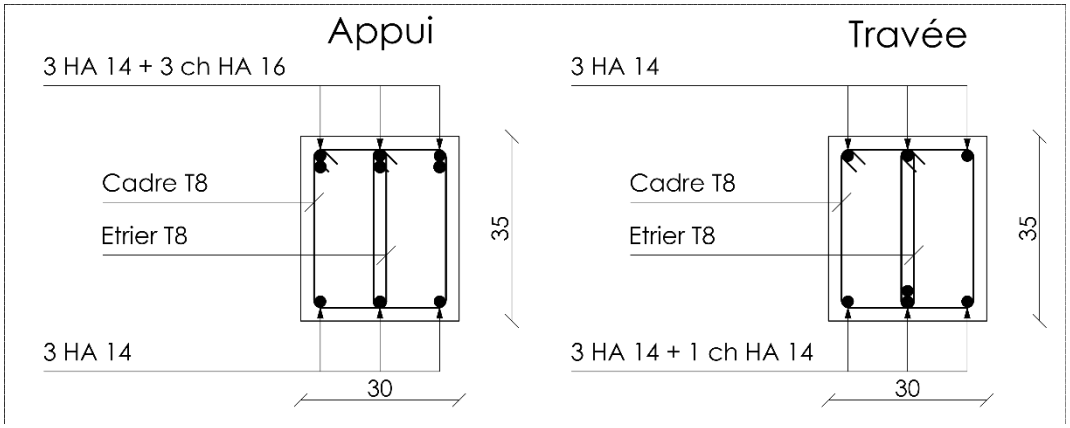


Figure V.4.Ferraillage des poutres porteuses (ESC).

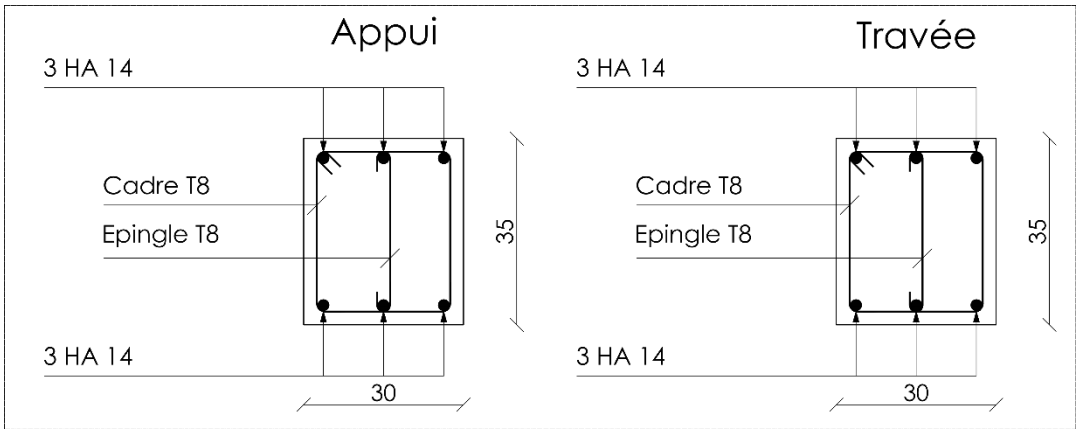


Figure V.3.Ferraillage des poutres porteuses (CHA).

V.2.3. Poutres non porteuses :

V.2.3.1. Détermination des efforts :

Tableau V.6.Détermination des efforts.

	usage	section (cm^2)	position	M (kN.m)	comb.	T (kN)	comb.	M_{ser} (kN.m)
GEN	commerce-habitation	30x35	travée	**13,93**	1,35G+1,5Q	**79,14**	G+Q-E_{dx}	**10,33**
			appui	**101,91**	G+Q-E_{dx}			**23,31**
CRT	habitation	35x45	travée	**62,93**	0,8G+E_{dy}	**294,16**	G+Q-E_{dy}	**8,02**
			appui	**224,41**	G+Q-E_{dy}			**83,94**
	commerce	35x50	travée	**39,16**	G+Q+E_{dy}	**134,55**	G+Q-E_{dy}	**4,53**
			appui	**89,19**	G+Q-E_{dy}			**51,47**

V.2.3.2. Ferraillage :

V.2.3.2.1. Armatures longitudinales :

Tableau V.7.Armatures longitudinales.

	usage	section (cm^2)	position	A_s (cm^2)	A_{s1_ch} (cm^2)	A_{s2_ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
GEN	commerce-habitation	30x35	travée	1,25	**3HA14=4,62**	**3HA14=4,62**	5,25
			appui	8,67	**3HA14 +3chHA14=9,24**	**3HA14 +3chHA14=9,24**	
CRT	habitation	35x45	travée	3,81	**4HA14=6,16**	**4HA14=6,16**	7,88
			appui	14,79	**4HA14 +6chHA14=15,39**	**4HA14 +6chHA14=15,39**	
	commerce	35x50	travée	2,09	**4HA14=6,16**	**4HA14=6,16**	8,75
			appui	4,85	**4HA14=6,16**	**4HA14=6,16**	

V.2.3.2.2. Armatures transversales :

Tableau V.8.Armatures transversales.

	usage	section (cm^2)	S_t (cm)		A_{t_ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
GEN	commerce-habitation	30x35	nodale	**10**	**4HA8=2,01**	0,9
			courante	**15**		
CRT	habitation	35x45	nodale	**10**	**4HA8=2,01**	1,05
			courante	**15**		
	commerce	35x50	nodale	**10**	**4HA8=2,01**	1,05
			courante	**15**		

V.2.3.3. Vérifications :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 \; ; \; 110\sqrt{f_{t28}.\eta}) \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = \min(0{,}15f_{c28}/\gamma_b \; ; \; 4) \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau V.9.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	usage	position	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
GEN	commerce-habitation	travée	**1,22**	15	**16,8**	**16,8**	201,63	**1,16**	3,26
		appui	**4,28**	15	**46,22**	**170,12**	201,63		
CRT	habitation	travée	**0,53**	15	**7,08**	**7,08**	201,63	**1,98**	3,26
		appui	**4,88**	15	**141,06**	**60,56**	201,63		
	commerce	travée	**0,25**	15	**3,34**	**3,34**	201,63	**0,81**	3,26
		appui	**4,19**	15	**49,57**	**190,16**	201,63		

V.2.3.4. Schémas du ferraillage :

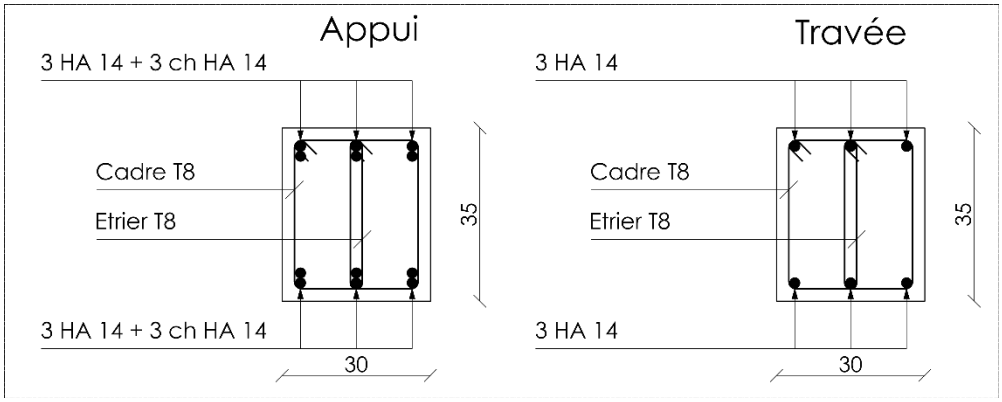


Figure V.5.Ferraillage des poutres non porteuses (GEN).

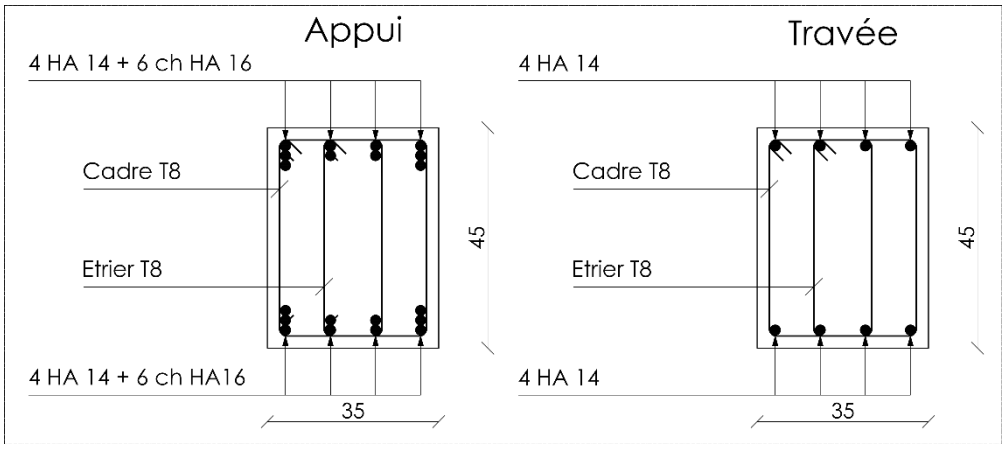


Figure V.6.Ferraillage des poutres non porteuses (CRT-habitation).

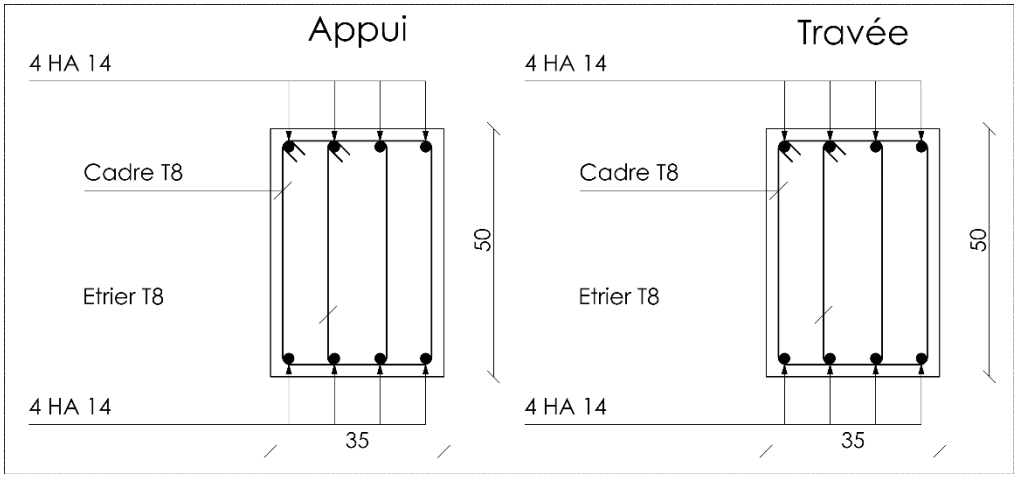


Figure V.7.Ferraillage des poutres non porteuses (CRT-commerce).

V.3. POTEAUX :

Les poteaux sont ferraillés en flexion composé déviée.

On obtient les efforts en basant sur les trois cas des sollicitions :

$$\begin{cases} N_{max} \Rightarrow M_{corr} \text{ (S.E.C)} \\ M_{max} \Rightarrow N_{corr} \text{ (S.E.T)} \\ N_{min} \Rightarrow M_{corr} \text{ (S.P.C)} \end{cases}$$

V.3.1. Recommandation du règlement 'RPA99v2003' :

V.3.1.1. Armatures longitudinales :

- ➦ Pourcentage minimal : 0,9%b.h (en zone III).
- ➦ Pourcentage maximal : $\begin{cases} 4\%b.h \Rightarrow \text{zone courante} \\ 6\%b.h \Rightarrow \text{zone de recouvrement.} \end{cases}$
- ➦ Longueur minimale de recouvrement : 50φ *(en zone III).*

V.3.1.2. Armatures transversales :

- ➦ Quantité du ferraillage :

$$\frac{\rho_a.S_t.T_u}{f_e.h_1}$$

- ➦ Espacement maximal :

$$\begin{cases} 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{zone courante.} \\ \min[\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2};10\phi_l] \Rightarrow \text{zone nodale.} \end{cases} \textit{(en zone III).}$$

Avec :

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément = $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

- ➦ Section minimal :

$$\begin{cases} 0,3\%b.S_t \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%b.S_t \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3<\lambda_g<5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élancement géométrique du poteau = $(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b})$.

V.3.2. Ferraillages (à l'ELU):

V.3.2.1. Armatures longitudinales :

Tableau V.10.Armatures longitudinales.

section (cm²)	niveau (m)	cas	N (kN)	M (kN.m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{_ch}$ (cm²)
35x35	22,86-26,1	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	421,17	22,76	1,23	11,03	**8HA14=12,32**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	111,04	40,58	2,18		
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	22,54	3,44	1,23		
40x40	16,38-19,62	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	851,92	30,56	1,60	14,40	**12HA14=18,47**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	468,3	56,23	1,60		
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	146,99	2,57	1,60		
45x45	9,9-13,14	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1311,75	35,95	2,03	18,23	**12HA14=18,47**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	865,76	63,41	2,03		
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	286,24	0,39	2,03		
50x50	3,24-6,66	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1988,93	20,73	2,50	22,50	**12HA16=24,13**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1184,98	76,97	2,50		
		$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	248,15	9,94	2,50		
55x55	3,24	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1756,23	54,68	3,03	27,23	**4HA20 +12HA16=36,69**

V.3.2.2. Armatures transversales :

Tableau V.11.Armatures transversales.

Section (cm^2)	Tu (kN)	λ_g	ρ_a	S_t (cm)		A_{t_cal} (cm²)	A_{t_ch} (cm^2)	A_{t_min} (cm^2)
35x35	52,36	6,55	3,75	nodale	**10**	0,59	**4HA8=2,01**	1,05
				courante	**15**			
40x40	64,41	5,73	3,75	nodale	**10**	0,73	**6HA8=3,02**	1,2
				courante	**15**			
45x45	66,96	5,09	3,75	nodale	**10**	0,76	**6HA8=3,02**	1,35
				courante	**15**			
50x50	87,56	4,84	2,5	nodale	**10**	1,49	**6HA8=3,02**	1,7
				courante	**15**			
55x55	24,6	4,17	2,5	nodale	**10**	0,42	**6HA8=3,02**	2,79
				courante	**15**			

V.3.3. Vérifications :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 \ ; \ 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = \rho_d.f_{c28} \text{ [1]}. \end{cases}$

Tableau V.12.Vérification des contraintes normales (à l'ELS).

section (cm²)	N (kN)	M (kN)	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
35x35	308,09	29,64	**4,62**	15	**163,3**	**64,67**	201,63	**0,46**	1,875
40x40	622,31	41,02	**5,36**	15	**28,06**	**72,77**	201,63	**0,429**	1,875
45x45	957,84	46,23	**5,84**	15	**2,21**	**82,01**	201,63	**0,35**	1,875
50x50	1445,52	54,98	**5,76**	15	**0,00**	**84,23**	201,63	**0,369**	1
55x55	1279,02	38,96	**5,12**	15	**0,00**	**73,14**	201,63	**0,085**	1

V.3.4. Schémas du ferraillage :

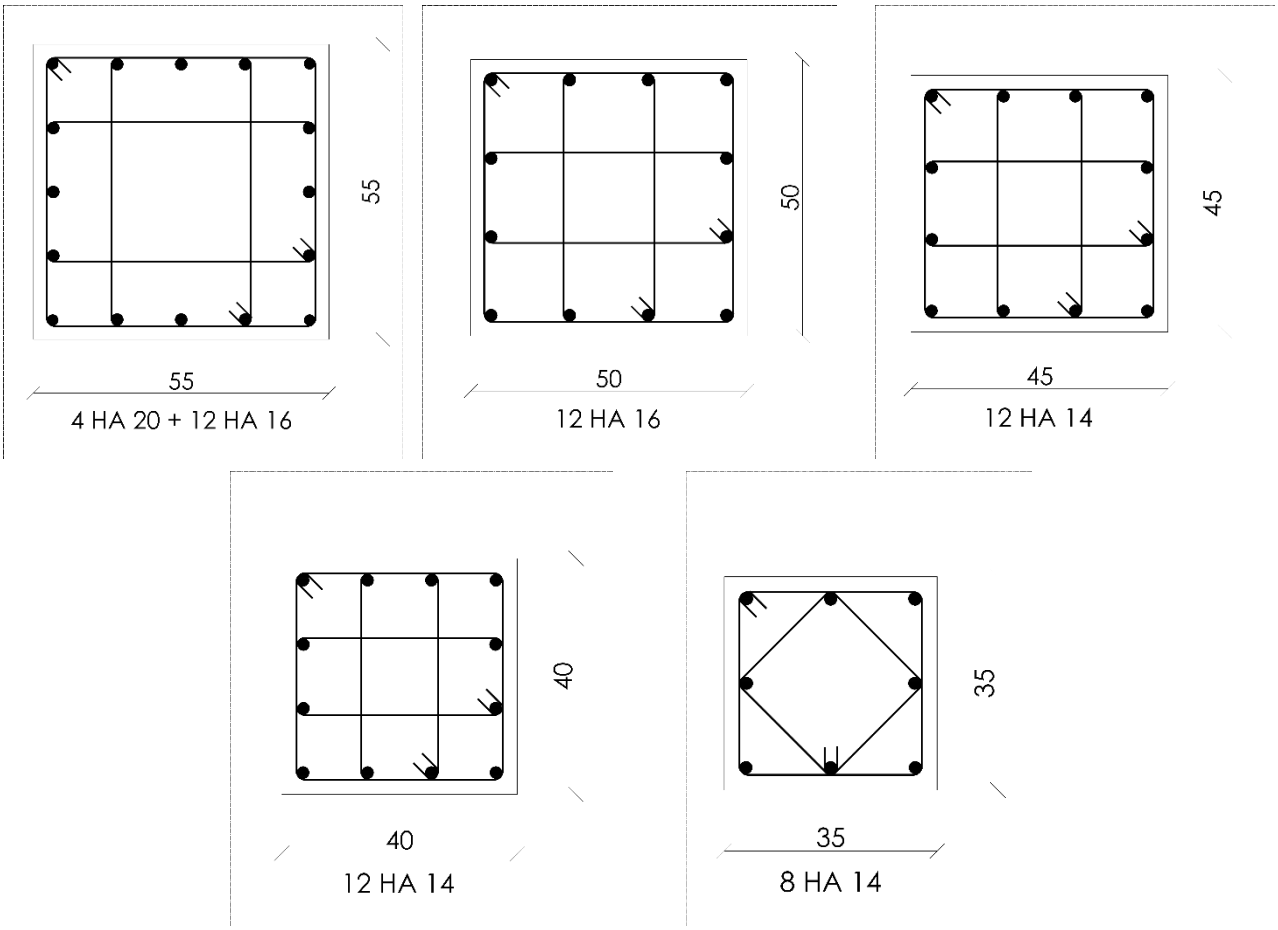


Figure V.8.Ferraillage des poteaux.

V.4. VOILES :

On obtient les efforts par la méthode des contraintes en basant sur les trois cas des sollicitions :

$$\begin{cases} N_{max} \Rightarrow M_{corr} \text{ (S.E.C)} \\ M_{max} \Rightarrow N_{corr} \text{ (S.E.T)} \\ N_{min} \Rightarrow M_{corr} \text{ (S.P.C)} \end{cases}$$

V.4.1. Recommandations des règlements :

V.4.1.1. Règlement 'RPA99v2003' :

➦ Pourcentage minimal : $A_t = \begin{cases} 0{,}20\%\ B_t \longrightarrow \text{dans la section tendue du voile.} \\ 0{,}15\%\ B \longrightarrow \text{dans la section globale du voile.} \\ 0{,}10\%\ B \longrightarrow \text{dans la section courant du voile.} \end{cases}$

Avec : B_t : la section tendue du béton.

➦ Espacement maximal :

$$\min[1{,}5a\ ;\ 30\text{cm}]$$

Avec : a : l'épaisseur du voile.

➦ Epingles : au moins 4 épingles par mètre carré.

➦ Longueur minimale de recouvrement :

$\begin{cases} 40\phi : \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.} \\ 20\phi : \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$

➦ Diamètre maximal :

$$\frac{1}{10} \times \text{l'épaisseur du voile (à l'exception des zones d'about).}$$

V.4.1.2. Règlement 'CBA93' :

➦ Pourcentage minimal et maximal :

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec : b : la largeur de la zone tendue du voile.

➦ Contrainte de cisaillement :

$$\frac{1{,}4V}{0{,}9b.h}$$

➦ Contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_{adm} = 0{,}2f_{c28}$$

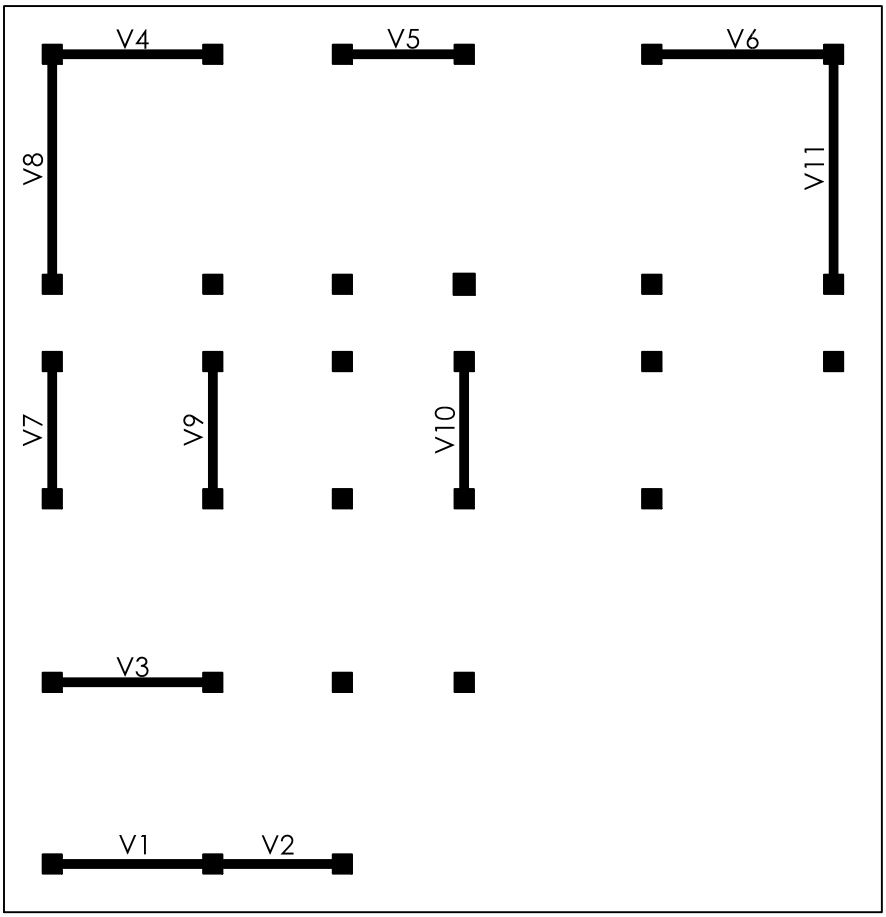


Figure V.9.Disposition des voiles.

V.4.2. Méthode de calcul :

Tableau V.13.Formules de calcul pour les trumeaux.

cas	formules				A_v
S.E.C	$\sigma_1=\frac{N}{a.l}-6\frac{M}{a.l^2}>0$	$\sigma_1=\frac{N}{a.l}+6\frac{M}{a.l^2}>0$	$L_t=0$ $L_c=L$	$N_t=0$	A_{min}
S.P.C	$\sigma_1=\frac{N}{a.l}-6\frac{M}{a.l^2}<0$	$\sigma_2=\frac{N}{a.l}+6\frac{M}{a.l^2}>0$	$L_t\frac{\lvert\sigma_1\rvert}{\lvert\sigma_1\rvert+\lvert\sigma_2\rvert}L$ $L_c=L-L_t$	$N_t=\frac{\lvert\sigma_1\rvert}{2}L_t.a$	$\frac{N_t}{\sigma_s}$
S.E.T	$\sigma_1=\frac{N}{a.l}-6\frac{M}{a.l^2}<0$	$\sigma_1=\frac{N}{a.l}+6\frac{M}{a.l^2}<0$	$L_t=L$ $L_c=0$	$N_t=\frac{\lvert\sigma_1\rvert+\lvert\sigma_2\rvert}{2}L_t.a$	$\frac{N_t}{\sigma_s}$

Avec :

$$\begin{cases} N_t : \text{l'effort normal de traction équivalent.} \\ L_t : \text{la longueur de la partie tendue du voile.} \\ L_c : \text{la longueur de la partie comprimée du voile.} \end{cases}$$

V.4.3. Ferraillage :

V.4.3.1. Trumeaux :

V.4.3.1.1. Armatures verticales :

Tableau V.14.Armatures verticales du voile 'V1'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$5^{éme}$-$6^{éme}$	4,15	-155,5	-1216,5	0,8G-Edx	2,26	13,02	**2x19HA10**	**29,85**	**15**	9,03
$3^{éme}$-$4^{éme}$	4,15	-851,5	-2653,8	0,8G-Edx	2,54	35,8	**2x19HA12**	**42,98**	**15**	10,14
$2^{éme}$	4,15	-1245,1	-3284,1	0,8G-Edx	2,62	47,28	**2x19HA14**	**58,5**	**15**	10,48
RDC-$1^{ér}$	4,15	-2163,7	-3993,5	G+Q+Edx	2,85	68,2	**2x29HA14**	**89,28**	**10**	11,41

Tableau V.15.Armatures verticales du voile 'V2'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$5^{éme}$-$6^{éme}$	3,35	-226,5	-786,9	0,8G-Edx	1,94	11,87	**2x17HA10**	**26,70**	**15**	7,78
$3^{éme}$-$4^{éme}$	3,35	-984,7	-1706,7	0,8G-Edx	2,21	33,40	**2x17HA12**	**38,45**	**15**	8,86
$2^{éme}$	3,35	-1386,5	-2103,1	0,8G-Edx	2,29	44,06	**2x17HA14**	**52,34**	**15**	9,17
RDC-$1^{ér}$	3,35	-2286	-2896,5	0,8G-Edx	2,41	67,29	**2x25HA14**	**76,97**	**10**	9,65

Tableau V.16.Armatures verticales du voile 'V3'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$3^{éme}$→$6^{éme}$	4,15	774,1	-1776,8	0,8G-Edx	1,45	7,84	**2x12HA10**	**18,85**	**15**	5,8
RDC→$2^{éme}$	4,15	1226,1	-4533,5	0,8G-Edx	1,69	27,07	**2x12HA12**	**27,14**	**15**	6,75

Tableau V.17.Armatures verticales du voile 'V4'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$1^{ér}$→$6^{éme}$	1,9	-621,1	-515,5	0,8G-Edx	1,31	19,42	**2x9HA12**	**20,36**	**15**	5,25
RDC	4,15	-237,1	-4413,7	0,8G-Edx	2,15	42,9	**2x15HA14**	**46,18**	**15**	8,61

Tableau V.18.Armatures verticales du voile 'V5'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$2^{éme}$→$6^{éme}$	0,75	69,1	-134	0,8G-Edx	0,35	5,87	**2x4HA12**	**9,05**	**10**	1,4
$1^{ér}$	0,75	9,2	-199,8	0,8G-Edx	0,37	9,87	**2x4HA14**	**12,32**	**10**	1,49
RDC	3,15	1043,1	-2701,8	0,8G-Edx	1,26	20,45	**2x9HA14**	**27,71**	**15**	5,02

Tableau V.19.Armatures verticales du voile 'V6'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$5^{éme}$-$6^{éme}$	1,1	-108,8	-351,9	0,8G-Edx	0,58	13,4	**2x 8HA12**	**18,1**	**10**	2,32
$3^{éme}$-$4^{éme}$	1,1	-454,3	-525,6	0,8G-Edx	0,64	24,05	**2x 8HA14**	**24,63**	**10**	2,55
RDC→$2^{éme}$	1,1	-768,9	-629,9	0,8G-Edx	0,67	32,16	**2x 8HA16**	**32,17**	**10**	2,69

Tableau V.20.Armatures verticales du voile 'V7'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$3^{éme}$→$6^{éme}$	1,2	-126,7	270,8	0,8G-Edy	0,66	10,12	**2x7HA10**	**11**	**10**	2,62
$1^{ér}$-$2^{éme}$	1,2	-305,7	360,2	0,8G-Edy	0,7	15,4	**2x7HA12**	**15,83**	**10**	2,81
RDC	3,55	-17,7	3521,4	0,8G-Edy	1,78	37,42	**2x13HA14**	**40,02**	**15**	7,12

Tableau V.21.Armatures verticales du voile 'V8'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
$3^{éme}$→$6^{éme}$	2,15	-70,7	-1130,9	0,8G-Edy	1,1	20,62	**2x13HA10**	**20,42**	**10**	4,4
$1^{ér}$-$2^{éme}$	2,15	-172,6	-1422,2	0,8G-Edy	1,12	27,01	**2x13HA12**	**29,41**	**10**	4,49
RDC	2,15	-81,4	-1708,4	0,8G-Edy	1,09	30,82	**2x13HA14**	**52,28**	**10**	4,37

Tableau V.22.Armatures verticales du voile 'V9'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
SS→6éme	3,55	1015,1	1035,42	0,8G-Edy	0,75	1,93	**2x10HA10**	**15,71**	**15**	2,98

Tableau V.23.Armatures verticales du voile 'V10'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
SS→6éme	3,55	1230	2360	0,8G-Edy	1,23	11,92	**2x9HA10**	**14,14**	**15**	4,91

Tableau V.24.Armatures verticales du voile 'V11'.

étage	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	comb.	L_t (m)	A_v (cm^2)	A_{v_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{v_min} (cm^2)
3éme→6éme	5,95	74,8	4177,9	0,8G-Edy	2,92	25,4	**2x24HA10**	**37,7**	**15**	11,69
1ér-2éme	5,95	-132,4	7599	0,8G-Edy	3,03	49,56	**2x24HA12**	**54,29**	**15**	12,11
SS-RDC	5,95	-884,8	4873,6	0,8G-Edy	3,51	42,77	**2x24HA14**	**73,89**	**15**	14,04

V.4.3.1.2. Armatures horizontales et transversales :

Tableau V.25.Armatures horizontales et transversales du voile 'V1'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
5éme-6éme	4,15	2,89	29,32	**2x20HA10**	**31,42**	**15**	11,99	**48HA8**	**24,13**
3éme-4éme	4,15	2,89	42,22	**2x20HA12**	**45,24**	**15**	11,99	**48HA8**	**24,13**
2éme	4,15	2,89	57,47	**2x20HA14**	**61,58**	**15**	11,99	**48HA8**	**24,13**
1ér	4,15	2,89	86,21	**2x30HA14**	**92,36**	**10**	11,99	**48HA8**	**24,13**
RDC	4,15	3,07	86,21	**2x31HA14**	**95,44**	**10**	12,74	**51HA8**	**25,64**

Tableau V.26.Armatures horizontales et transversales du voile 'V2'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$5^{éme}$-$6^{éme}$	3,35	2,89	24,09	**2x20HA10**	**31,42**	**15**	9,68	**39HA8**	**19,6**
$3^{éme}$-$4^{éme}$	3,35	2,89	34,68	**2x20HA12**	**45,24**	**15**	9,68	**39HA8**	**19,6**
$2^{éme}$	3,35	2,89	47,21	**2x20HA14**	**61,58**	**15**	9,68	**39HA8**	**19,6**
$1^{ér}$	3,35	2,89	69,79	**2x30HA14**	**92,36**	**10**	9,68	**39HA8**	**19,6**
RDC	3,35	3,07	69,79	**2x31HA14**	**95,44**	**10**	10,28	**41HA8**	**20,61**

Tableau V.27.Armatures horizontales et transversales du voile 'V3'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$3^{éme}$→$6^{éme}$	4,15	2,89	29,32	**2x20HA10**	**31,2**	**15**	11,99	**48HA8**	**24,13**
$1^{ér}$-$2^{éme}$	4,15	2,89	42,22	**2x20HA12**	**45,24**	**15**	11,99	**48HA8**	**24,13**
RDC	4,15	3,07	42,22	**2x21HA12**	**47,50**	**15**	12,74	**51HA8**	**25,64**

Tableau V.28.Armatures horizontales et transversales du voile 'V4'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$1^{ér}$→$6^{éme}$	1,9	2,89	19,61	**2x15HA12**	**33,93**	**20**	5,49	**22HA8**	**11,06**
RDC	4,15	3,07	57,47	**2x21HA14**	**64,65**	**15**	12,74	**51HA8**	**25,64**

Tableau V.29.Armatures horizontales et transversales du voile 'V5'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$1^{ér}$→$6^{éme}$	0,75	2,89	16,42	**2x15HA12**	**33,93**	**20**	2,17	**9HA8**	**4,52**
RDC	3,15	3,07	43,1	**2x21HA12**	**47,5**	**15**	9,67	**39HA8**	**19,6**

Tableau V.30.Armatures horizontales et transversales du voile 'V6'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$6^{éme}$	1,1	2,89	18,09	**2x15HA10**	**23,56**	**20**	3,18	**13HA8**	**6,53**
RDC→$5^{éme}$	1,1	3,07	32,17	**2x15HA12**	**33,93**	**20**	3,38	**14HA8**	**7,04**

Tableau V.31.Armatures horizontales et transversales du voile 'V7'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$2^{éme} \rightarrow 5^{éme}$	1,2	2,89	18,09	**2x15HA10**	**23,56**	**20**	3,47	**14HA8**	**7,04**
$1^{ér}$	1,2	2,89	18,09	**2x15HA12**	**33,93**	**20**	3,47	**14HA8**	**7,04**
RDC	3,55	3,07	49,26	**2x21HA14**	**64,65**	**15**	10,9	**44HA8**	**22,12**

Tableau V.32.Armatures horizontales et transversales du voile 'V8'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$2^{éme} \rightarrow 5^{éme}$	2,15	2,89	23,04	**2x15HA10**	**23,56**	**20**	6,21	**25HA8**	**12,57**
$1^{ér}$	2,15	2,89	45,15	**2x20HA12**	**45,24**	**15**	6,21	**25HA8**	**12,57**
RDC	2,15	3,07	58,98	**2x21HA14**	**64,65**	**15**	6,6	**26HA8**	**13,07**

Tableau V.33.Armatures horizontales et transversales du voile 'V9'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$1^{éme} \rightarrow 6^{éme}$	3,55	2,89	25,13	**2x20HA10**	**31,42**	**15**	10,26	**41HA8**	**20,61**
RDC	3,55	3,07	25,13	**2x21HA10**	**32,99**	**15**	10,9	**44HA8**	**22,12**
SS	3,55	2,89	25,13	**2x20HA10**	**31,42**	**15**	10,26	**41HA8**	**20,61**

Tableau V.34.Armatures horizontales et transversales du voile 'V10'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$1^{éme} \rightarrow 6^{éme}$	3,55	2,89	25,13	**2x20HA10**	**31,42**	**15**	10,26	**41HA8**	**20,61**
RDC	3,55	3,07	25,13	**2x21HA10**	**32,99**	**15**	10,9	**44HA8**	**22,12**
SS	3,55	2,89	25,13	**2x20HA10**	**31,42**	**15**	10,26	**41HA8**	**20,61**

Tableau V.35.Armatures horizontales et transversales du voile 'V11'.

étage	L (m)	h_e (m)	A_{h_cal} (cm^2)	A_{h_ch} (cm^2)		S_t (cm)	A_{t_cal} (cm^2)	A_{t_ch} (cm^2)	
$3^{éme} \rightarrow 6^{éme}$	5,95	2,89	41,89	**2x30HA10**	**47,12**	**10**	17,2	**69HA8**	**34,68**
$1^{ér}$-$2^{éme}$	5,95	2,89	60,32	**2x30HA12**	**67,86**	**10**	17,2	**69HA8**	**34,68**
RDC	5,95	3,07	82,17	**2x31HA14**	**95,44**	**10**	18,27	**73HA8**	**36,69**
SS	5,95	2,89	82,17	**2x30HA14**	**92,36**	**10**	17,2	**69HA8**	**34,68**

V.4.3.2. Linteaux :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9b.h} \begin{cases} > 0,06f_{c28} \Rightarrow \text{traction/compression.} \\ \leq 0,06f_{c28} \Rightarrow \text{flexion simple.} \end{cases} \textbf{[1]}$$

Tableau V.36.Détermination des efforts.

étage	L (m)	h (m)	V (kN)	$\overline{V}$ (kN)	τ_b (MPa)	$0,06f_{c28}$ (MPa)	cas
RDC	1,2	1,04	412,15	577,01	**3,08**	**1,5**	traction/compression
terrasse	1,2	1,04	73,34	102,68	**0,55**	**1,5**	flexion simple

V.4.3.2.1. Traction/compression :

a) Armatures diagonales :

$$\begin{cases} A_D = \dfrac{V}{2f_e \sin\alpha} \\ \alpha = tg^{-1}\left(\dfrac{h-2d'}{L}\right) \end{cases} \textbf{[1]}$$

Tableau V.37.Armatures diagonales du linteau (traction/compression).

V (kN)	d' (cm)	α (deg)	A_b (cm²)	A_{b_ch} (cm²)
412,15	2,5	39,52	8,1	**8HA12=9,05**

b) Armatures longitudinales et de peau :

$$\begin{cases} (A_l\ ;\ A_l') \geq 0,0015b.h \\ A_c \geq 0,002b.h \end{cases} \textbf{[1]}$$

Tableau V.38.Armatures longitudinales et de peau du linteau (traction/compression).

$(A_l\ ;\ A_l')_min$ (cm²)	$(A_l\ ;\ A_l')_ch$ (cm²)	A_c_min (cm²)	A_c_ch (cm²)
3,12	**4HA10=3,14**	4,16	**8HA10=6,28**

a) Armatures transversales :

$$\begin{cases} \tau_b \leq 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015b.s \\ \tau_b > 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025b.s \end{cases} \textbf{[1]}$$

Tableau V.39.Armatures transversales du linteau (traction/compression).

τ_b (MPa)	$0,025f_{c28}$ (MPa)	A_{t_min} (cm²)	A_{t_ch} (cm²)
3,08	**0,625**	0,5	**2HA10=1,57**

V.4.3.2.2. Flexion simple :

a) Armatures longitudinales :

$$\begin{cases} A_l \geq \dfrac{M}{Zf_e} \\ M = 1,4M_u \\ Z = h-2c \end{cases} \textbf{[1]}$$

Tableau V.40.Armatures longitudinales du linteau (flexion simple).

M_u (kN.m)	$1,4M_u$ (kN.m)	c (cm)	Z (cm)	A_l_cal (cm²)	A_l_ch (cm²)
40,03	56,04	2,5	99	1,42	**4HA10=3,14**

b) Armatures transversales et de peau :

$$\lambda=\frac{L}{h}=1,15>1 \Rightarrow \text{linteau long } \textbf{[1]}$$

$$S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{\bar{V}} \textbf{[1]}$$

$$A_c \geq 0,002b.h \textbf{[1]}$$

Tableau V.41.Armatures transversales et de peau du linteau (flexion simple).

A_{c_min} (cm²)	A_{c_ch} (cm²)	S_t (cm)	A_{t_ch} (cm²)
4,16	**8HA10=6,28**	10	**2HA10=1,57**

V.4.4. Vérification :

Tableau V.42.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

voile	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
V1	1163,35	212,04	**1,77**	15	**2,22**	5
V2	833,81	118,86	**1,56**	15	**2,11**	5
V3	2024,79	292,10	**2,95**	15	**1,88**	5
V4	1225,54	45,66	**1,56**	15	**2,38**	5
V5	1662,11	49,51	**2,79**	15	**2,21**	5
V6	445,27	72,55	**5,89**	15	**3,69**	5
V7	1416,31	192,44	**2,77**	15	**2,75**	5
V8	996,41	125,66	**6,68**	15	**3,53**	5
V9	1903,92	41,85	**2,78**	15	**1,38**	5
V10	2142,81	36,60	**3,11**	15	**1,45**	5
V11	1933,57	218,09	**1,81**	15	**2,55**	5

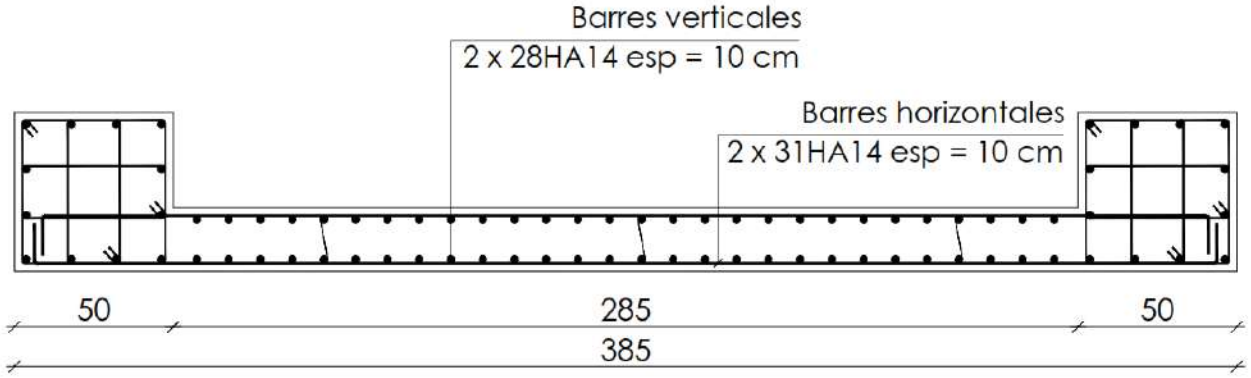


Figure V.10.Ferraillage du voile 'V2'.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VI.1. INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure sera faite en trois étapes : on déterminera le ferraillage des longrines, le ferraillage des voiles périphériques et le ferraillage des fondations.

VI.2. RECONNAISSANCES DU SOL :

En absence du rapport du sol, on a les informations suivantes :

- La contrainte admissible du sol est *2,10 bars.*
- Le site est considéré comme un *site ferme (S2).*

VI.3. LONGRINES :

VI.3.1. Ferraillage (à l'ELU) :

$$F=\frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN } \textbf{[1]}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Zone sismique : III} \\ \text{Site : S2} \end{cases} \Rightarrow \boldsymbol{\alpha = 12}\ \textbf{[1]}$$

VI.3.1.1. Armatures longitudinales :

Tableau VI.1.Armatures longitudinales.

section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
30x30	2164,91	180,41	5,19	**6HA12= 6,79**	5,4

VI.3.1.2. Armatures transversales :

Tableau VI.2.Armatures transversales.

section (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_{t_ch} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
30x30	**10**	**15**	**2HA8=1,01**	0,9

VI.3.2. Vérifications :

Tableau VI.3.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

N_{ser} (kN)	F (kN)	A_{ch} (cm^2)	σ_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
1572,48	131,04	6,79	**192,99**	201,63	**0,21**	2,5

VI.3.3. Schéma de ferraillage :

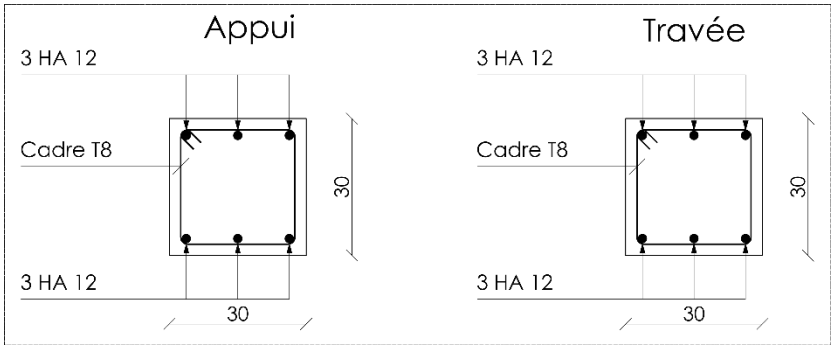


Figure VI.1.Ferraillage des longrines.

VI.4. VOILES PERIPHERIQUES :

VI.4.1. Evaluation des charges :

Tableau VI.4.Evaluation des charges (la poussée des terres).

γ_{sol} (kN/m^3)	φ°	K_γ	h_e (m)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
18,3	20	0,49	3,24	**63,54**	**47,07**

VI.4.2. Détermination des efforts :

Le voile est soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans ses quatre cotés. La détermination des efforts sera faite par la méthode des lignes de rupture.

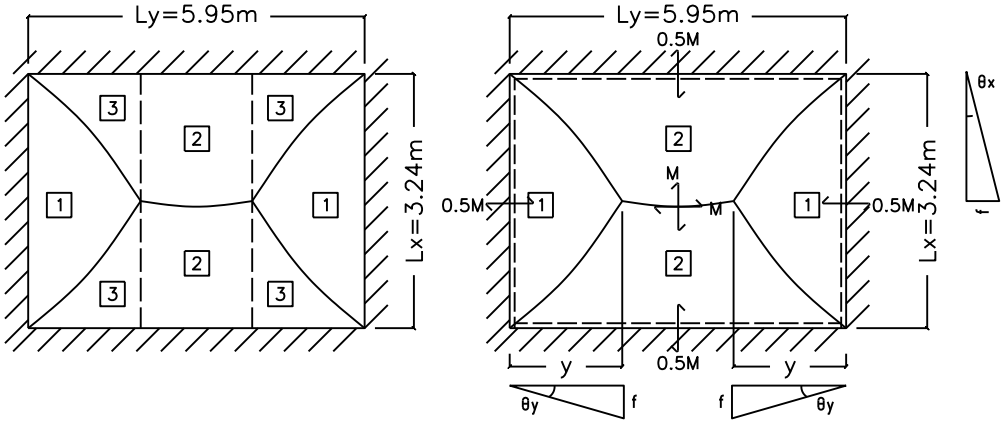


Figure VI.2.Lignes de rupture de la dalle.

Tableau VI.5.Travail externe.

élément	aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	1,62y	f/3	0,54yqf
2	9,64-3,24y	f/2	(4,82-1,62y)qf
3	0,81y	f/3	0,27yqf
		Σ	**(9,64-1,08y)qf**

Tableau VI.6.Travail interne.

élément	moment		longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	L_x	f/y	(3,24/y)Mf
	-	0,5M	L_x	f/y	(1,62/y)Mf
2	+	M	L_y	$2f/L_x$	3,67Mf
	-	0,5M	L_y	$2f/L_x$	1,84Mf
				Σ	**(9,72/y+11,02)Mf**

travail externe = travail interne $\Rightarrow y = 1,535\ m \Rightarrow$ $\begin{cases} M_u = 0,407P_u = 25,86\ kN.m \\ M_{ser} = 0,407P_{ser} = 19,15\ kN.m \\ T_u = max(1,274P_u\ ;\ 1,08P_u) = 80,69\ kN \end{cases}$

VI.4.3. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

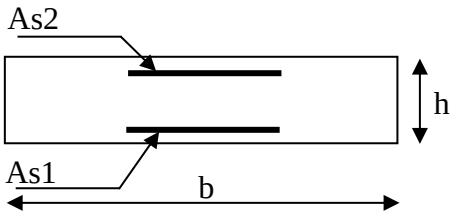


Figure VI.3.Section de calcul.

VI.4.3.1. Données :

Tableau VI.7.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	d_y (cm)	15,8
h (cm)	20	c=c'(cm)	3
d_x (cm)	17	f_e (MPa)	400
B=b×h=2000 cm²			

VI.4.3.2. Armatures :

Section minimal: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 2$ cm²/ml. **[3].**

Tableau VI.8.Armatures suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

	sens (X-X)		sens (Y-Y)	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
calculée	4,91	4,91	4,91	4,91
choisie	**5HA12=5,65**	**5HA12=5,65**	**5HA12=5,65**	**5HA12=5,65**

VI.4.3.3. Espacement :

Tableau VI.9.Espacement des armatures.

	sens (X-X) [cm]	sens (Y-Y) [cm]
calculé	100/5=20	100/5=20
choisi	**20**	**20**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

VI.4.4. Vérifications :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes de calcul : $\tau_u = V_u/(b_0.d)$ **[2]**.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \text{ [2]}. \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 \; ; \; 110\sqrt{f_{t28}.\eta}) \text{ [2]}. \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \text{ [2]}. \end{cases}$

Tableau VI.10.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
5,13	15	**32,9**	**201,63**	201,63	**0,44**	1,17

VI.4.5. Schéma du ferraillage :

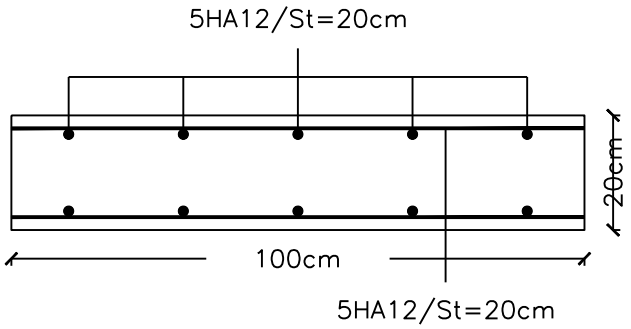


Figure VI.4.Ferraillage des voiles périphériques.

VI.5. FONDATIONS :

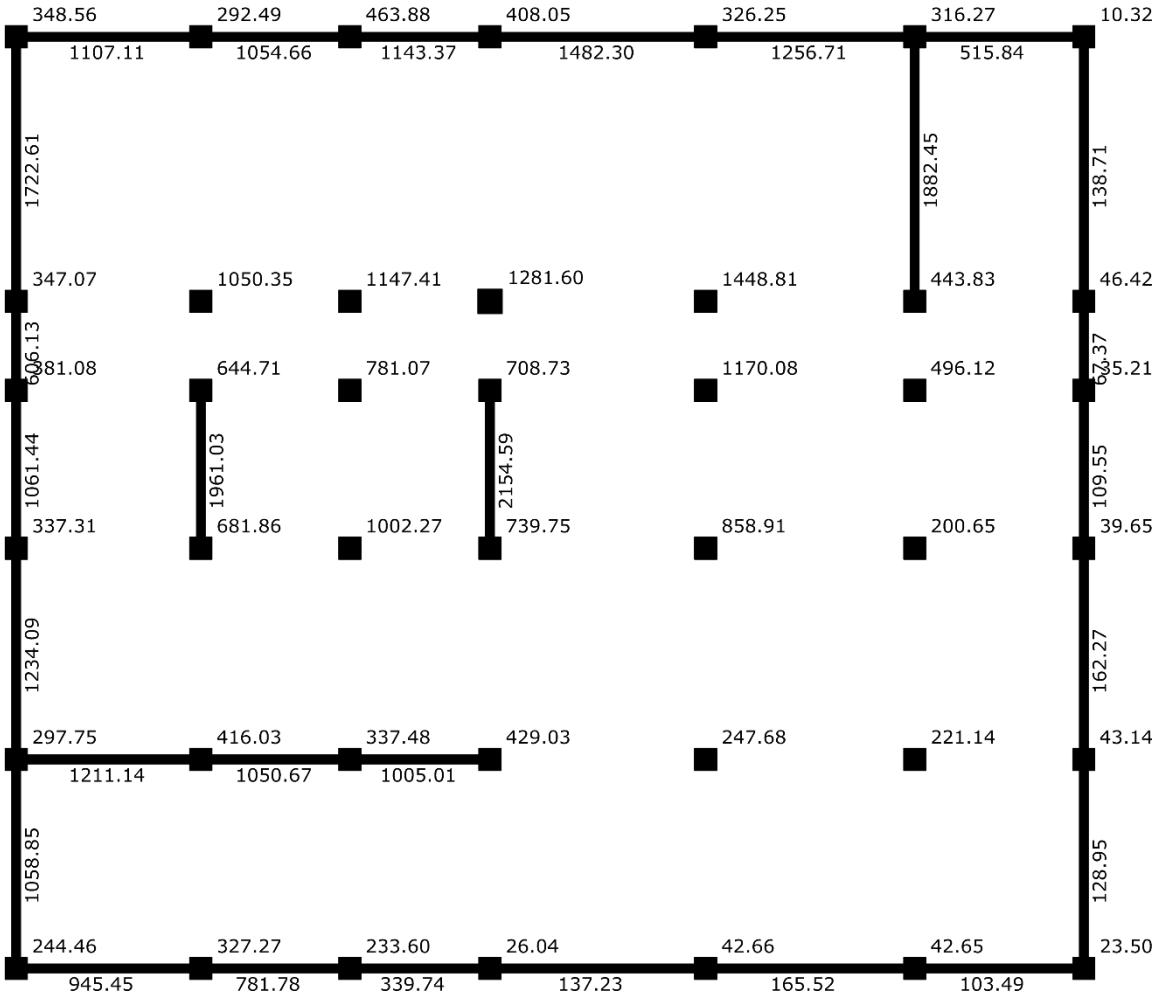


Figure VI.5.L'effort normal dans les poteaux et les voiles (à l'ELS).

VI.5.1. Semelles isolées :

D'après les caractéristiques du sol où a été implanté notre projet, nous a conduit dans un premier temps à considérer que le type des fondations choisi sont des semelles isolées sous des poteaux et des semelles filantes sous des voiles.

VI.5.1.1. Pré dimensionnement :

Tableau VI.11.Pré dimensionnement des semelles isolées.

semelle	N_{ser} (kN)	M_{ser_x} (kN.m)	M_{ser_y} (kN.m)	A (m)	B (m)
S1	463,88	17,85	-0,13	1,7	1,7
S2	858,91	3,08	8,42	2,2	2,2
S3	1448,81	-14,72	0,53	2,9	2,9

VI.5.1.2. Vérification de chevauchement :

$$\frac{1,5}{2}A + \frac{1,5}{2}A' < L$$

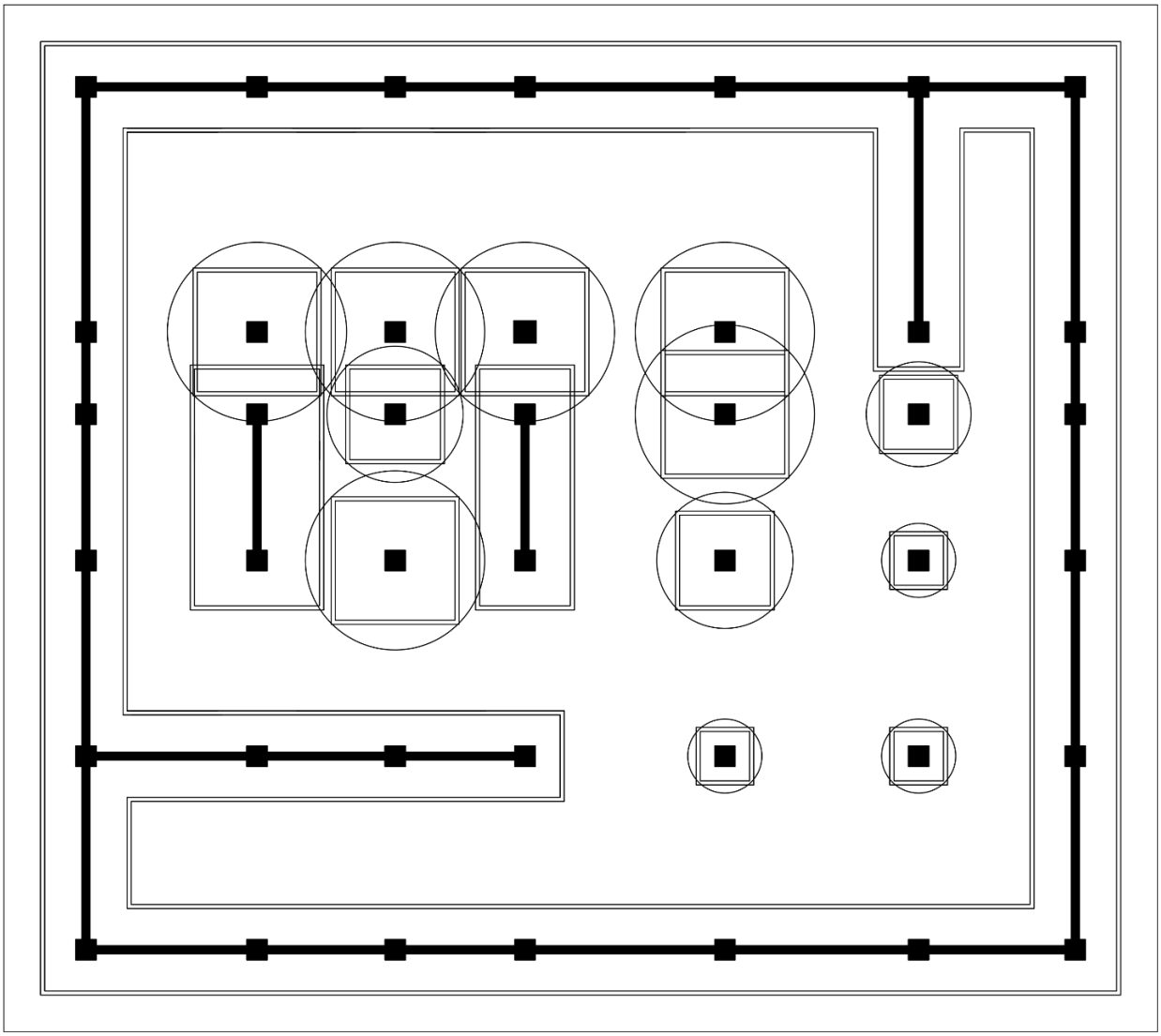


Figure VI.6.Vérification de chevauchement entres les semelles.

On remarque qu'il y a risque de chevauchement, les semelles seront dimensionnées et calculées comme des semelles filantes.

VI.5.1.3. Dimensions finales :

Tableau VI.12.Dimensions finales des semelles isolées.

semelle	N_{ser} (kN)	σ_{sol} (bars)	$A_{_cal}$ (m)	$B_{_cal}$ (m)	$A_{_ch}$ (m)	$B_{_ch}$ (m)	$h_{_cal}$ (m)	$h_{_ch}$ (m)
S1	247,68	2,10	1,09	1,09	**1,2**	**1,2**	20,5	**25**

VI.5.1.4. Vérification des contraintes sous la semelle :

$$\sigma=\frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}}{A_{_ch}.B_{_ch}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.13.Vérification des contraintes sous la semelle.

semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	σ_{cal} (bars)	σ_{sol} (bars)
S1	247,68	9,00	**1,86**	2,10

VI.5.1.5. Vérification de la stabilité au renversement : [1]

Tableau VI.14.Vérification de la stabilité au renversement.

sens A	$e_a=\frac{M_{a_ser}}{N_{ser}}$=**0,20 cm** < $\frac{A}{4}$=30 cm
sens B	$e_b=\frac{M_{b_ser}}{N_{ser}}$=**0,87 cm** < $\frac{B}{4}$=30 cm

- **Commentaire :**

La fondation est stable vis-à-vis au risque de renversement.

VI.5.1.6. Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite}=\frac{0,045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b}$$ **[2]**

$$U_c=2[(a+b+2h)]$$

339,64 kN ≤ 562,5 kN ⇒ *pas de risque de poinçonnement.*

VI.5.1.7. Ferraillage de la semelle :

Tableau VI.15.Ferraillage des semelles isolées.

N_u (kN)	351,79	A_a (cm^2)	4,28
e_a (cm)	0,20	A_b (cm^2)	4,11
diagramme	trapézoïdale	A_{a_ch} (cm^2)	**6HA12 =6,79**
e_b (cm)	0,88	A_{b_ch} (cm^2)	**6HA12 =6,79**
diagramme	trapézoïdale	S_t (cm)	**20**

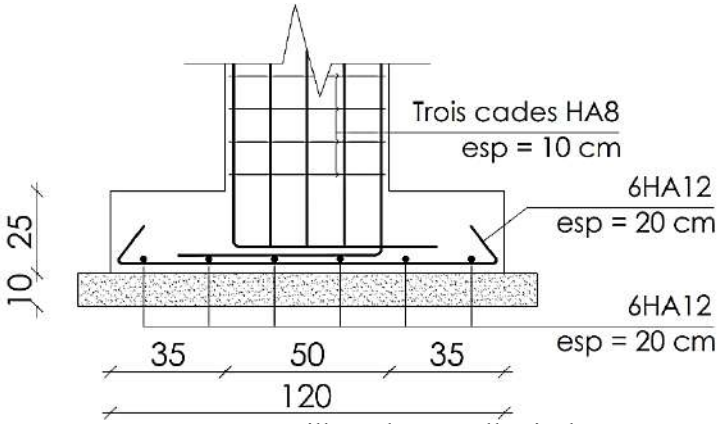


Figure VI.7.Ferraillage des semelles isolées.

VI.5.2. Semelles filantes :

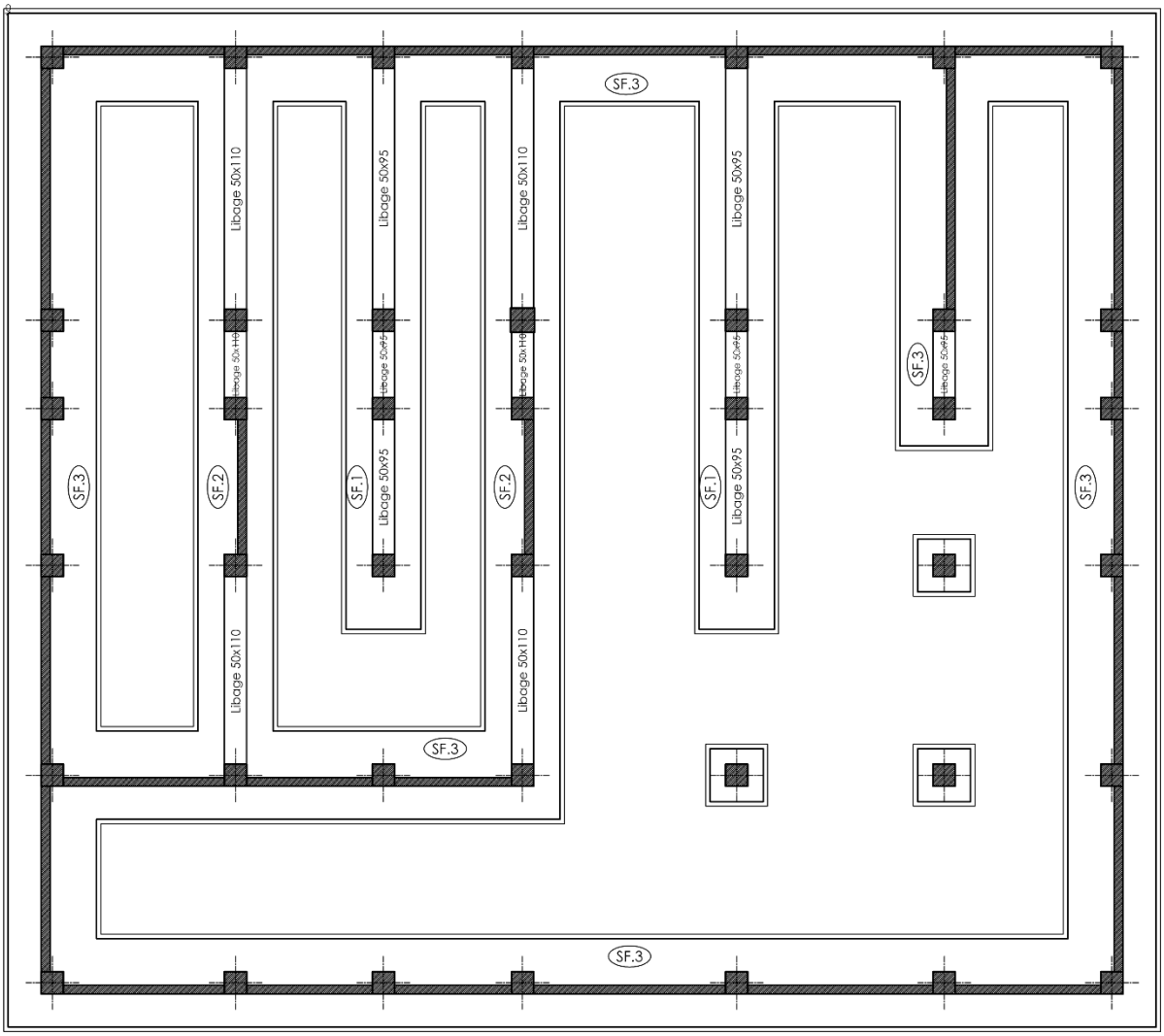


Figure VI.8.Disposition des semelles filantes.

VI.5.2.1. Semelles sous plusieurs poteaux :

VI.5.2.1.1. Pré dimensionnement :

Tableau VI.16.Pré dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	σ_{sol} (bars)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)
SF.1	13,6	3586,55	2,10	1,26	**1,7**	33	**45**

VI.5.2.1.2. Vérification des contraintes sous la semelle :

On doit vérifier :

$$\sigma=\frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}}{B_{_ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.17.Vérification des contraintes sous la semelle.

N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	σ_{cal} (bars)	σ_{sol} (bars)
3586,55	260,1	**1,66**	2,1

VI.5.2.1.3. Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite}=\frac{0,045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} \textbf{ [2]}$$

$$U_c=2[(a+b+2h)]$$

1993,45 kN ≤ 1282,5 kN ⇒ *il y a un risque de poinçonnement.*

VI.5.2.1.4. Dimensionnement de la poutre de libage :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5.K.L_{max}}{E}}$$

Avec : $\begin{cases} K : \text{raideur do sol} = 4 \text{ (un bon sol).} \\ L_{max} = \max\{L_i\}. \end{cases}$

Tableau VI.18.Dimensionnement de la poutre de libage.

L_{max} (m)	E (MPa)	b (cm)	h_{min} (cm)	$h_{_ch}$ (cm)
5,95	32164,2	50	92,03	**110**

a) Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite}=\frac{0,045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} \textbf{ [2]}$$

$$U_c=2[(a+b+2h)]$$

1993,45 kN ≤ 5280 kN ⇒ *pas de risque de poinçonnement.*

b) Evaluation des charges :

$$\begin{cases} \sigma_u=\dfrac{\sum N_u+1,35(P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}+P_{p.libage})}{B_{_ch}.L} \\ \sigma_{ser}=\dfrac{\sum N_{ser}+P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}+P_{p.libage}}{B_{_ch}.L} \end{cases}$$

Tableau VI.19.Evaluation des charges de la poutre de libage.

Σ N_u (kN)	Σ N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{p.libage}$ (kN)	F_u (kN/ml)	F_{ser} (kN/ml)
4928,03	3586,55	260,1	110,5	**399,14**	**282,84**

c) Ferraillage

- **Armatures longitudinales :**

Tableau VI.20.Armatures longitudinales de la poutre de libage.

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
travée	634,9	17,79	0,00	**5HA16+5chHA16=20,10 cm^2**
appui	-1092,8	31,66	0,00	**5HA16+7chHA20=32,04 cm^2**

- **Armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 110 cm, le règlement **[CBA93]** exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'où moins 3cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

A_p = 3x1,8 =5,4 cm^2, donc on adopte : A_p = **8HA12 = 9,05 cm^2**.

- **Armatures transversales :**

Tableau VI.21.Armatures transversales de la poutre de libage.

section (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_{t_ch} (cm^2)	A_{t_min} (cm^2)
50x110	**10**	**15**	**4HA8=2,01**	0,5

d) Vérification :

Tableau VI.22.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	T (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
travée	449,9	**5,43**	15	**201,63**	**72,74**	201,63	1174,45	**2,2**	2,5
appui	-774,39	**7,98**	15	**109,39**	**201,63**	201,63			

VI.5.2.1.5. Ferraillage de la semelle :

Le calcul de ferraillage se fait comme une semelle isolée avec :

$$\begin{cases} A = \dfrac{L_i + L_{i+1}}{2} \\ B = \text{la largeur de la semelle.} \end{cases}$$

Tableau VI.23.Armatures longitudinales de la semelle.

N_u (kN)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	A_{b_cal} (cm^2)	A_{b_ch} (cm^2)	A_{b_ch} (cm^2/ml)	S_t (cm)
1993,45	-20,75	3,975	1,7	27,37	**27HA12 = 30,65**	**7HA12 = 7,92**	**15**

Tableau VI.24.Armatures de répartition de la semelle.

A_{b_ch} (cm^2/ml)	$A_{rép_cal}$ (cm^2)	$A_{rép_ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
7HA12 = 7,92	$A_b \times (B-b)/4$=2,38	**8HA12=9,05**	**15**

VI.5.2.2. Semelle sous un voile et des poteaux :

VI.5.2.2.1. Pré dimensionnement :

Tableau VI.25.Pré dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	σ_{sol} (bars)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)
SF.2	18,25	5230,3	2,10	1,36	**1,7**	33	**45**

VI.5.2.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle :

On doit vérifier :

$$\sigma=\frac{N_{ser_voile}+N_{ser_pot}+P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}+P_{am_voile}}{B_{ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.26.Vérification des contraintes sous la semelle.

N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	σ_{cal} (bars)	σ_{sol} (bars)
5230,3	349,03	**1,8**	2,1

VI.5.2.2.3. Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite}=\frac{0,045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} \textbf{ [2]}$$

$$U_c=2[(a+b+2h)]$$

$1759,78 \text{ kN} \leq 1282,5 \text{ kN} \Rightarrow$ *il y a un risque de poinçonnement.*

VI.5.2.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5.K.L_{max}}{E}}$$

Tableau VI.27.Dimensionnement de la poutre de libage.

L_{max} (m)	K (kg/cm²)	E (MPa)	b (cm)	h_{min} (cm)	h_{ch} (cm)
5,95	4	32164,2	50	92,03	**95**

a) Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite}=\frac{0,045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} \textbf{ [2]}$$

$$U_c=2[(a+b+2h)]$$

$1759,78 \text{ kN} \leq 4132,5 \text{ kN} \Rightarrow$ *pas de risque de poinçonnement.*

b) Evaluation des charges :

$$\begin{cases} \sigma_u=\dfrac{\sum N_u+1,35(P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}+P_{p.libage})}{B_{ch}.L} \\ \sigma_{ser}=\dfrac{\sum N_{ser}+P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}+P_{p.libage}}{B_{ch}.L} \end{cases}$$

Tableau VI.28.Evaluation des charges de la poutre de libage.

ΣN_u (kN)	ΣN_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{p.libage}$ (kN)	F_u (kN/ml)	F_{ser} (kN/ml)
4220,16	3075,71	349,03	114,06	**265,5**	**187,66**

c) Ferraillage

- **Armatures longitudinales :**

Tableau VI.29.Armatures longitudinales de la poutre de libage.

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
travée	421,86	13,68	0,00	**5HA16+2chHA16=14,07 cm^2**
appui	-726,33	24,27	0,00	**5HA16+5chHA20=25,76 cm^2**

- **Armatures de peau :**

A_p = 3x1,4 =4,2 cm^2, donc on adopte A_p = **6HA12 = 6,79 cm^2**.

- **Armatures transversales :**

Tableau VI.30.Armatures transversales de la poutre de libage.

section (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_{t_ch} (cm^2)	A_{t_min} (cm^2)
50x95	**10**	**15**	**4HA8=2,01**	0,5

d) Vérification :

Tableau VI.31.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	T (kN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
travée	298,08	**4,89**	15	**201,63**	**63,9**	201,63	781,02	**1,7**	2,5
appui	-513,19	**9,2**	15	**114,31**	**201,63**	201,63			

VI.5.2.2.5. Ferraillage de la semelle :

Le calcul de ferraillage se fait comme une semelle isolée avec :

$$\begin{cases} A = 1m. \\ B = \text{la largeur de la semelle.} \end{cases}$$

Tableau VI.32.Armatures longitudinales de la semelle.

N_u (kN/ml)	M_u (kN.m/ml)	A (m)	B (m)	A_{b_cal} (cm^2/ml)	A_{b_ch} (cm^2/ml)	S_t (cm)
830,14	-12,36	1	1,7	11,27	**10HA12 = 11,31**	**10**

Tableau VI.33.Armatures de répartition de la semelle.

A_{b_ch} (cm^2/ml)	$A_{rép_cal}$ (cm^2)	$A_{rép_ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
10HA12 = 11,31	A_b×(B-b)/4=3,39	**8HA12=9,05**	**15**

VI.5.2.3. Semelles filantes sous un voile :

VI.5.2.3.1. Pré dimensionnement :

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.\sigma_{sol}}$$

Tableau VI.34.Pré dimensionnement des semelles filantes sous un voile.

semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	σ_{sol} (bars)	$B_{_cal}$ (m)	$B_{_ch}$ (m)	$h_{_cal}$ (cm)	$h_{_ch}$ (cm)
SF.3	22,95	7144,34	2,10	1,48	**2**	40,5	**45**

VI.5.2.3.2. Vérification des contraintes sous la semelle :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser_voile} + N_{ser_pot} + P_{semelle} + P_{am.pot} + P_{remblai} + P_{am_voile}}{B_{_ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.35.Vérification des contraintes sous la semelle.

N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	σ_{cal} (bars)	σ_{sol} (bars)
7144,34	516,38	**1,67**	2,1

VI.5.2.3.3. Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0,045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} \textbf{ [2]}$$

$$U_c = 2[(a+b+2h)]$$

520,72 kN ≤ 1282,5 kN ⇒ *pas de risque de poinçonnement.*

VI.5.2.3.4. Ferraillage de la semelle :

Le calcul de ferraillage se fait comme une semelle isolée avec :

$$\begin{cases} A = 1m. \\ B = \text{la largeur de la semelle.} \end{cases}$$

Tableau VI.36.Armatures longitudinales de la semelle.

N_u (kN/ml)	M_u (kN.m/ml)	A (m)	B (m)	A_{b_cal} (cm^2/ml)	A_{b_ch} (cm^2/ml)	S_t (cm)
432,07	-33,49	1	2	7,9	**7HA12 = 7,92**	**15**

Tableau VI.37.Armatures de répartitions de la semelle

A_{b_ch} (cm^2/ml)	$A_{rép_cal}$ (cm^2)	$A_{rép_ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
7HA12 = 7,92	$A_b \times B/4 = 3,96$	**13HA12=14,70**	**15**

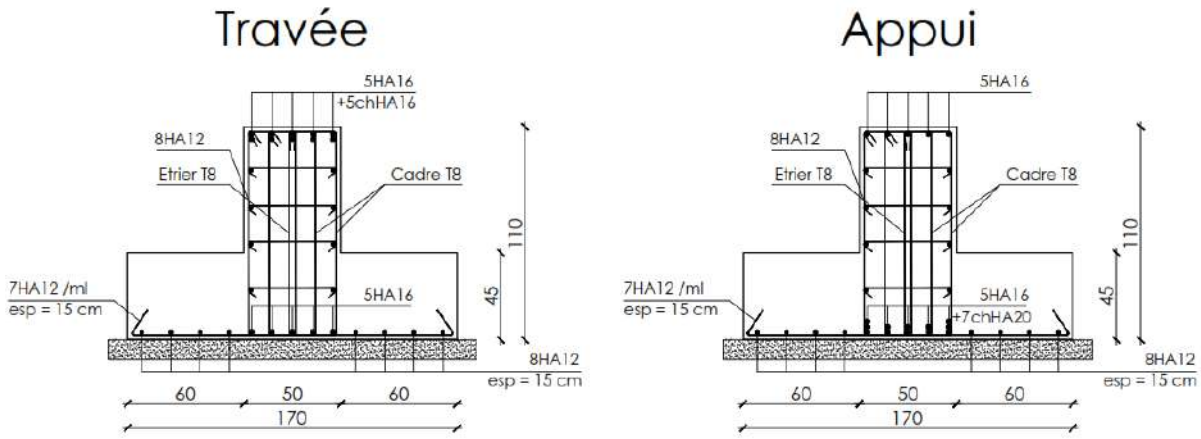


Figure VI.10.Ferraillage de la semelle filante 'SF.1' et sa poutre de libage.

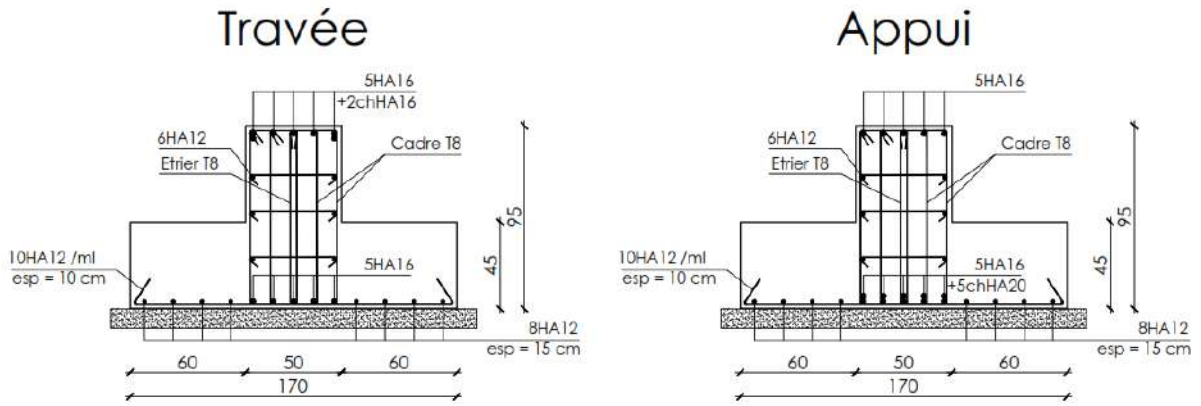


Figure VI.11.Ferraillage de la semelle filante 'SF.2' et sa poutre de libage.

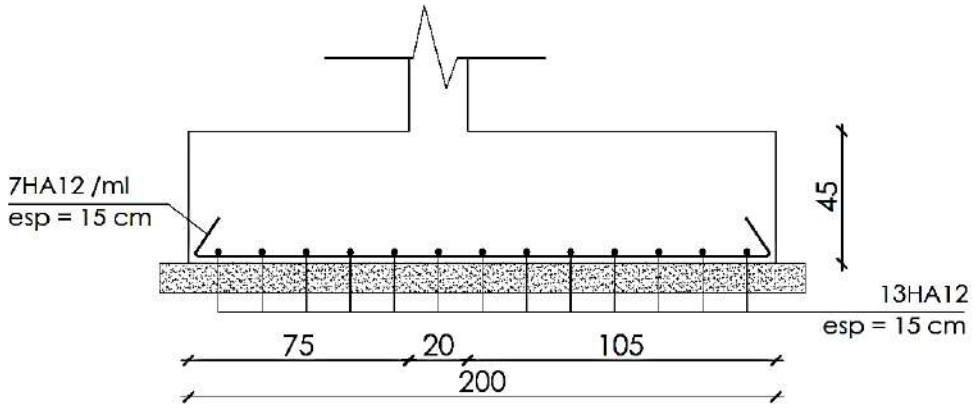


Figure VI.9.Ferraillage de la semelle filante 'SF.3'.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

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, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

✓ Documents réglementaires :

[1] : Règles parasismiques Algériennes « RPA99 version 2003 ».

[2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».

[3] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL91 révisées 99 ».

[4] : Charges permanentes et charges d'exploitations « D.T.R-B.C.22 ».

✓ Logiciels :

- Logiciel d'analyse structurelle « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage « ROBOT Expert 2010 ».
- Logiciel de dessin « AutoCAD 2019 ».

ANNEXE A

Méthode simplifiée de calcule des flèches

Pour les poutres et les dalles pleines :

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

$$\lambda=\lambda_i=\frac{0{,}05f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$$

Pour les déformations instantanées

$$\lambda=\lambda_v=\frac{0{,}02f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}=\frac{2}{5}\lambda_i$$

Pour les déformations de longue durée

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

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 :

$$\begin{cases} f_i = \dfrac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}} \end{cases}$$

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

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

ANNEXE B

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

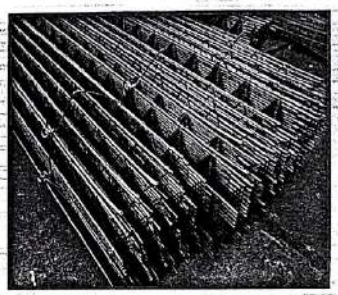
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

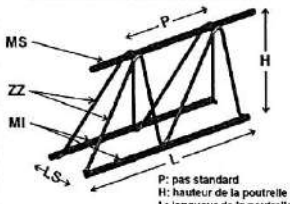


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE C

Méthode 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 :

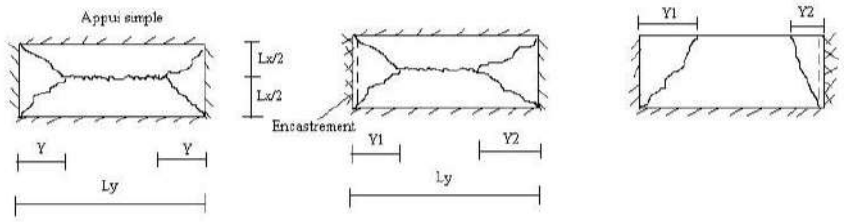
a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection 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 :

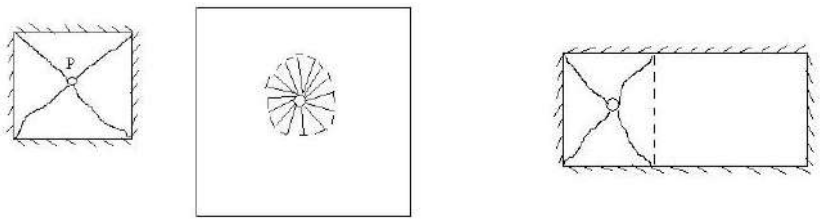
- Un côté libre par un trait sans hachures
- Un appui simple par une hachure
- Un encastrement par une double hachure-

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.