REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment à usage multiple

(2Sous-sol + RDC + 11 étages)

Présenté par

DAHOU Abdel kader

ALLOU Azzedine

Proposé et Dirigé par

Mme : TOUZOUT Mohamed Amine

Promotion 2020

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à ***« ALLAH »*** *qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : Monsieur ***TOUZOUT Mohamed Amine*** *pour ses Conseils et son aide précieuse.*

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout se savoir.

Nous remercions également monsieur ***OULD TURKI BENAISSA*** *Pour les diverses guides et conseils enrichissants.*

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

Nous n'oublions pas nos parents et nos familles pour leur contribution, leur soutien et Leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail
A ceux qui m'ont toujours aidé et soutenu durant toute ma scolarité.

A celle qui s'est sacrifiée et qui ma entourée de son affection, de son amour et m'aencouragée et protégée, celle qui m'a comblée de sa douceur et de sa compréhension, ma très
chère maman « **Nour**»

A mon père « **Merai**» qui a été toujours là quand j'avais besoin de lui.

A ma chère femme « **Hadjer** ».

A mes frères «**Mediane** ,**Mohamed** , **Elmouthana**»

A toute ma famille « **DAHOU**».

A mes beaux parents« **Elmahdi** et **Mounira** ».

A mon binôme « **Azzedine** ».

A mes chers amis en particulier
«**MEMMI Omar**, **HAOUI Ayoub**, **Foudhil chattri**, **Amine saidi**, **Bourbia Lamine**, **MAOUCHI Walid, BENRABEH Toufik** »

Pour leur encouragement.

À tous mes amis de la promotion

Sans oublier **Mr Touzout** et **Mr Ben Aissa** pour tous leurs efforts et leur aide

A tous ceux que j'aime et qui m'aime.
Et en fin à tous les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail, ou même par un sourire.

Abdel Kader

DEDICACES

Au meilleur des pères ***MOHAMED***

A la meilleure des mamans ***AMEL***

Qui n'on jamais cessé de formuler des prières a mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs

****

A ma chère fiancée « ***AMINA*** *» et toute ma belle famille*

A mes frères et sœurs

*«****ABDERRAHMANE ,HIDAYETTE ,DJILLALI,SALAHEDDINE, NOURHANE****»*

A ma petite et adorable nièce ***SISSOU*** *«* ***AMEL SIDRAT EL MOUNTAHA*** *»*

Et

Ma grand-mère ***MANI MIMI***

Pour tous se qu'il m'apporte dans ma vie, leurs présence est un cadeau

****

A mon binôme et qui est aussi comme un frère pour moi « ***ABDELKADER DAHOU*** *»*

A mes chers amis ***MEMMI OMAR,ZAIR FOUAD, MAOUCHI WALID (LBERI) , AKLIL ABDERRAHMANE , HAOUI AYOUB ,NOUARI NADIR, BENRABEH TOUFIK (3AYATA).***

Pour leurs aides et support dans les moments difficile

****

A toute la famille ***ALLOU ET NOUREDDINE***

Et

Toutes les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail

Azzedine

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة **(**طابقين تحت الأرض + طابق ارضي +إحداعشرة طابق) ذات استعمال سكني وتجاري والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن منطقة ذات زلزال قوي **(**منطقة **III).**

مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:قانون الخرسانة المسلحة (**CBA93)** والقواعد الجزائرية المضادة للزلزال **(RPA99 v2003)**.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل**(SAP2000 V20.2.0)**

وفي الاخير درسنا البنية التحتية للبناية حساب الأساسات.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en deux sous-sol+ RDC+11 étages, à usage habitation ,dépôt et commercial. Il est implanté à Alger. Cette région est classée en zone sismique **(III)** selon le **RPA99 version 2003**.

La résistance de la structure aux charges horizontales est assurée par des portiques contreventé par des voiles.

Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version2003**).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (**SAP2000 V20.2.0)**

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with two underground, ground floor and 11 floors in the state of Algeria**;** this is classified in a strong seismicity region (**III**) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version2003.**

The resistance of structure to horizontals loads assured by a system (Columns and shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (**CBA93 and RPA99 version 2003**)**.**

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **(SAP2000 V20.2.0).**

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

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage : 1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage: 1

I.3. Structure de l'ouvrage : 1

I.3.1. Système de contreventement : 1

I.3.2. Planchers : 1

I.3.3. Maçonnerie : 2

I.3.4. Revêtements : 2

I.3.5. L'acrotère : 2

I.3.6. Escaliers : 2

I.3.7. Ascenseur : 2

I.3.8. Balcon : 2

I.3.9. Infrastructure : 2

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 3

I.4.1. Béton : 3

I.4.2. Béton armé : 3

I.4.3. Acier : 4

I.6. Conclusion : 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction : 5

II.2. Pré-dimensionnement des planchers : 5

II.2.1. Plancher à corps creux : 5

II.2.2. Dalle pleine : 6

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 7

II.3.A. Charges permanentes : 7
II.3. A.1. Maçonnerie : 7
II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison) : 7
II.3. A.2. Plancher à corps creux : 7
II.3. A.3. Plancher à dalles plaines : 8
II.3.B. Charges d'exploitation : 9
II.4. Pré-dimensionnement des poutres : 9
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires : 10
Conclusion : 11
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux : 11
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement : 11
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf : 12
II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} : 12
II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité 13
II.5.5. Descente des charges : 13
II.5.5.a Surcharges d'exploitation : 13
II.5.5.b. Détermination des charges permanentes : 14
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 : 15
II.5.7. Vérification aux zones nodales : 17
II.6. Pré dimensionnement des voiles : 17
II.7. Conclusion : 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction : 19
III.2. L'acrotère : 20
III.2.1. Introduction : 20

III.2.2. Principe de calcul : 20
III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation : 20
III.2.4. Calcul de ferraillage : 21
III.2.4.1. VérificationA l'E.L. U : 21
III.2.4.2. Vérification A l'ELS : 21
III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 22
III.3. Calcul des planchers : 23
III.3.1. La dalle de compression : 23
III.3.2. Calcul des poutrelles : 24
III.3.2.1. Calcul avant coulage : 25
III.3.2.2. Calcul après coulage : 25
III.4. Les escaliers : 32
III.4.1. Introduction : 32
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier : 32
III.4.3. Les déférents types d'escaliers : 33
III.4.3.1. Escalier droit à deux volets : 33
III.4.3.2. Pré dimensionnement : 33
III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 34
III.4.3.4. Combinaison des charges : 35
III.4.3.5. Détermination des efforts : 35
III.4.3.6. Ferraillage : 36
III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 37
III.4.3.8. Vérification de la flèche : 38
III.4.4. Calcul de la poutre palière : 38
III.4.4.1. Pré dimensionnement : 39
III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 : 39
III.4.4.3. Evaluation des charges : 39

III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière : 40
III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS : 40
III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant : 41
III.4.4.7. Vérification solen RPA 99 V 2003 41
III.4.4.8. Vérification de compression dans la bielle de béton : 41
III.4.4.9. Vérification au voisinage de l'appui : 41
III.4.4.10. Vérification de la flèche : 42
III.5. Les dalles pleines : 42
III.5.1. Définition : 42
III.5.2. Principe de calcul : 42
III.5.3. Evaluation des sollicitations : 42
III.5.4. Les déférents types des dalles pleines : 43
III.5.4.1. 1er type : (dalle triangulaire reposant sur 3 appuis) 43
III.5.4.2. Calcul des moments : 43
III.5.4.3.2^{eme} type : (dalle reposant sur 4 appuis) 44
III.5.4.4. Calcul des moments : 44
III.5.4.5. 3^{éme} type : (dalle reposant sur 3 appuis) 45
III.5.4.6. Calcul des moments : 45
III.5.6. Vérification de la flèche : 47
III.6. La dalle machine : 47
III.6.1. Introduction : 47
III.6.2. Pré dimensionnement : 48
III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 48
III.6.3.1. Charges permanentes : 48
III.6.3.2. Charges d'exploitations : 49
III.6.3.3. Détermination des charges de la dalle : 49
III.6.4. Calcul des sollicitations : 49

III.6.4.1. Méthode des lignes de rupture : 50
III.6.4.2. Calcul des moments : 50
III.6.5. Le ferraillage (flexion simple) 50
III.6.5.1. Vérification de la flèche : 51
III.6.5.2. Vérification de l'effort tranchant : 51
III.6.6. Vérification de non poinçonnement : 52

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction : 53
IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 : 53
IV.2.1. Classification des zones sismiques : 53
IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance : 53
IV.2.3. Classification de site : 53
IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure : 53
IV.3.1. Centre de masse : 53
IV.3.2. Centre de torsion : 54
IV.3.3. Disposition des voiles : 56
IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) : 56
IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements : 57
IV.3.3.3. Calcul de centre de masse etcentre de torsion : 59
IV.3.4. Calcul d'excentricité : 60
IV.3.4.1. Excentricité admissible : 60
IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique) : 60
IV.3.4.3. Excentricité accidentelle : 61
IV.3.4.4. Effets de la torsion accidentelle : 62
IV.4. Choix de la méthode de calcul: 62
IV.4.1. Introduction : 62
IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 62

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale : 63
IV.4.3.1. Principe : 63
IV.4.3.2. Modélisation : 63
IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul : 63
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique : 66
IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes : 67
IV.5.2. Vérification de participation massique : 68
IV.5.3. Vérification de force sismique à la base : 69
IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement : 70
IV.5.5. Vérification des déplacements en tête : 73
IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages : 74
IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments : 76
IV.5.8. Vérification de cisaillement des voiles 76
IV.5.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : 77
IV.5.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 78
IV.6. Conclusion : 80

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction : 81
V.2. Ferraillage des poutres : 81
V.2.1. Introduction : 81
V.2.2. Recommandations du RPA99 81
V.2.2.1. Armatures longitudinales : 81
V.2.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires : 82
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA99 et CBA93 : 83
V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS : 83
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 84

V.2.6. Calcul des armatures transversales : 84
V.2.7. Vérification de la flèche :..... 85
V.2.5. Schémas des armatures des poutres :..... 86
V.3. Ferraillage des poteaux :..... 87
V.3.1. Introduction : 87
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales : 87
V.3.2.1. Recommandation des règlements : 87
V.3.2.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :..... 87
V.4.2.3. Vérification selon le RPA et CBA : 90
V.3.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS : 91
V.3.3. Détermination des armatures transversales : 92
V.3.3.1. Calcul de la contrainte de cisaillement : 92
V.4.3.2. Contrainte tangente admissible : 92
V.3.3.3. Calcul des armatures transversales : 93
V.3.4. Schémas des armatures des poteaux : 94
V.4. Ferraillage des voiles :..... 94
V.4.1. Les trumeaux : 95
V.4.1.1. Les armatures verticales :..... 95
V.5.1.2. Vérification à E.L.S : 96
V.4.1.3. Armatures horizontales : 96
V.4.1.4. Armatures transversales :..... 97
V.4.1.5. Schémas des voiles : 97
V.4.2. Les Linteaux : 100
V.4.2.1. Recommandations réglementaires: 100
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux: 100
V.4.2.3. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :..... 101
V.6. Conclusion :..... 102

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

VI.1. Etude du sol : 103

VI.1.1. Introduction : 103

VI.1.2. Situation du projet : 103

VI.1.3. Compagne d'investigation : 103

VI.1.4 Nature du sol : 103

VI.2. Etude des fondations : 104

VI.2.1. Introduction: 104

VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations : 104

VI.2.3. Choix du type de fondation : 104

VI.2.3.1. Semelle isolée: 107

VI.2.3.2. Semelle filante sous voiles et poteaux : 109

VI.2.3.3. Radier : 110

VI.2.3.3.1. Dimensionnement du radier : 111

VI.2.3.3.1. Détermination de la surface nécessaire du radier: 111

VI.2.3.3.2. Ferraillage du débord : 112

VI.2.3.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : 113

VI.2.3.3.4. Vérification au non poinçonnement : 113

VI.2.3.3.5. Dimensionnement de la nervure : 113

VI.2.3.3.6. Vérification au non poinçonnement : 114

Conclusion: 114

VI.2.3.4. Ferraillage du radier : 114

VI.2.3.4.1. Calcul des moments : 115

VI.2.3.4.2. Détermination des armatures longitudinales : 116

VI.2.3.4.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 117

VI.2.3.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement : 117

VI.2.3.5. Ferraillage des nervures : 118

VI.2.3.5.1. Armatures longitudinales : 118
VI.2.3.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 119
VI.2.3.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_u : 119
VI.2.3.5.4. Armatures transversales : 119
VI.2.3.5.5. Armatures de peau selon CBA93 Art.7.3 120
VI.4. Etude de voile périphérique : 121
VI.4.1. Dimensionnement : 121
VI.4.2. Détermination des sollicitations : 121
VI.4.3. Méthode de calcul: 122
VI.4.4. Calcul des moments : 122
VI.4.4.1. Méthode des lignes de rupture : 122
III.6.4.2. Calcul des moments : 123
VI.4.5. Calcul du ferraillage: 123
VI.4.6. Vérification A l'E.l.S : 123
VI.4.7. Vérification de l'Espacement : 124
VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant : 124
VI.4.9. Vérification de la flèche : 124

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE II : Pré dimmensionnement des éléments structuraux

Figure II.1**:** Coupe du plancher à corps creux……...……..6

Figure II.2. Dimensionnement de la poutre principale et secondaires……..10

Figure II.3. Le poteau le plus sollicité ……....13

CHAPITRE III : Calcul des elements secondaires

Figure III.1. L'acrotère…….……20

Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère……...……...…….……20

Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère. ……..…...22

Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression…….....24

Figure III.5. Poutrelles à 01 travée……...….26

Figure III.6. Poutrelles à 02 travées……...…...26

Figure III.7. Poutrelles à 04 travées ……...…..26

Figure III.8. Poutrelles à 05 travée……....27

Figure III.9. Poutrelles à 06 travées …….....27

Figure III.10. Poutrelles à 07 travées ……...27

Figure III.11. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages…….28

Figure III.12. Ferraillage des poutrelles……...…….31

Figure III.13. Représentation d'un escalier……...……32

Figure III.14. Dimensions de l'escalier……...……..33

Figure III.15. Schéma statique d'escalier……...……..35

Figure III.16. Dimensionnement de la poutre palière. ……38

Figure III.17. Diagramme de moment (ELU.ELS) …….…39

Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant (ELU) …….....40

Figure III.19. Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis (type 1) ……....43

Figure III.20. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 4 appuis (type 2) …….44

Figure III.21. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis (type 3) ……...45

Figure III.22. Dimensions de la dalle machine……..……...…48

Figure.III.23. Poids appliqués sur la dalle machine. ……....49

Figure.III.24. Vérification de non poinçonnement. ……..…52

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux……...…56

Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)…….....56

Figure IV.3. 1^{ér} disposition des voiles……...……57

Figure IV.4. 2^{éme} disposition des voiles……...……57

Figure IV.5. 3^{éme} disposition des voiles…….....58

Figure IV.6. 4^{éme} disposition des voiles……58

Figure IV.7. 5^{éme} disposition des voiles (disposition finale)……..….59

Figure IV.8. La disposition du centre de masse et centre de torsion……...….60

Figure IV.9. Spectre de réponse (X) et (Y)……..……66

Figure IV.10. Le comportement des trois premiers modes……..……....68

Figure IV.11. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...…71

Figure IV.12. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage……...…..71

Figure IV.13. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..……...72

Figure IV.14. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y…….…72

CHAPITRE V : Ferraillage des elements structuraux

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales (30x50)……..……86

Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires (30x35)…….86

Figure V.3. Disposition des armatures des poutres noyée (30x20)……..……86

Figure V.4. Définition de la zone nodale dans les poteaux……...87

Figure V.5. Disposition des armatures dans les poteaux……94
Figure V.6. Disposition des voiles…….....94
Figure V.7. Les armatures transversales et les épingles des voiles.……..97
Figure V.8. Disposition des armatures dans les voiles V_1 (25x625)…….97
Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles V_2 (25x620)……..…...98
Figure V.10. Disposition des armatures dans les voiles V_3 (25x300)……...98
Figure V.11. Disposition des armatures dans les voiles V_4 (25x375)……...98
Figure V.12. Disposition des armatures dans les voiles V_5 (25x430)……...98
Figure V.13. Disposition des armatures dans les voiles V_6 (25x440)……...99
Figure V.14. Disposition des armatures dans les voiles V_8 (25x320)……...99
Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles V_9 (25x270)……...99
Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles V_{10} (25x210)…….99
Figure V.17. Le ferraillage du linteau.……100
Figure V.18. Armatures de linteaux.……...101
Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles V'_1 (115x250)…….102
Figure V.20. Disposition des armatures dans les voiles V'_2 (115x300)…….102

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Figure VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……..……...106
Figure VI.2. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU……....106
Figure VI.3.Semelle isolée……..……...107
Figure VI.4. Les bulles de pression……..……...107
Figure VI.5. Les bulles de pression…….....……...108
Figure VI.6. Schéma semelle filantes…….....109
Figure VI.7**:** schéma présenté les semelles filantes….....110
Figure VI.8. Schéma d'un radier nervure….....111

Figure VI.9. Schéma statique du débord de radier….....112

Figure VI.10. Panneau de dalle du radier….....115

Figure VI.11. Schéma statique des moments dans la nervure en ELU 118

Figure VI.12. Schéma statique des moments dans la nervure en ELS 119

Figure VI.13. Schéma statique des efforts tranchants ELU.....119

Figure VI.14. Ferraillage des nervures.....120

Figure VI.15. Mur de soutènement.....121

Figure VI.16. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....121

Figure VI.17. Les lignes de ruptures dans le panneau.....122

Listes des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Dimensions du bloc……1

Tableau I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….4

CHAPITRE II : Pré dimmensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison)……..…..…..…….....7

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison)……..……..7

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.…….....7

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux…….…..…….....8

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines…….…….....8

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines……...….....8

Tableau II.7. Charges d'exploitations ……..…….....…….....9

Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires…….....10

Tableau II.9. Calcul de l'effort N_{adm}.....12

Tableau II.10. Détermination des charges d'exploitations…….....…….….13

Tableau II.11. Détermination des charges permanentes de chaque niveau….....…….....14

Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau….....….....15

Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003…….....…....15

Tableau II.14. Vérification aux zones nodales …….....…….....17

CHAPITRE III : Calcul des elements secondaires

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère.……..….....…..20

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS…….....…..21

Tableau III.3. Les données.…….....……21

Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère…….....……..21

Tableau III.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)…….....……22

Tableau III.6: vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant…….....…25

Tableau III.7. Evaluation des charges et surcharges…….....……26

Tableau III.8. Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELU)…….....……...27

Tableau III.9. Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS)…….....……...27

Tableau III.10. Récapitulation des efforts internes…….....……...28

Tableau III.11. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant….....29

Tableau III.12. Détermination des sections d'acier des poutrelles.……..….....……29

Tableau III.13. Détermination des Armatures transversales des poutrelles….....……29

Tableau III.14. Vérification à l'E.L.S……...….....….……..29

Tableau III.15. Récapitulation des résultats de la flèche de poutrelle.…….....……31

Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier ….....…34

Tableau III.17. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 35

Tableau III.18. Combinaison des charges de l'escalier …….....…35

Tableau III.19. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS….....…35

Tableau.III.20. Résultats de calcule …….....……36

Tableau.III.21. Les données des ferraillages d'escalier …….....…….36

Tableau.III.22. Calcul des sections d'armatures longitudinales.…….....……..…36

Tableau.III.23. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes…….....……36

Tableau.III.24. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes…….....…….36

Tableau III.25. Vérification des contraintes à ELS …….....……37

Tableau III.26 Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier …….....……38

Tableau III.27. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS….....…40

Tableau III.28. Calcul des sections d'acier de la poutre palière…….....…..…40

Tableau III.29. Sections d'armatures choisies de la poutre palière…….....……..40

Tableau III.30. Vérification à l'ELS de la poutre palière…….....……40

Tableau III.31. Détermination des Armatures transversales et vérification de l'effort tranchant…..41

Tableau III.32 Evaluations des sollicitations…….....……..42

Tableau III.33. Les Travaille interne et externe …….....……..…..43

TableauIII.34. Les efforts internes…….....…….....43

Tableau III.35. Les Travaille interne et externe …….....…..……..…....44

Tableau III.36. Les efforts internes…….....……...44

Tableau III.37. Les Travaille interne et externe …….....……45

Tableau III.38. Les efforts internes…….....……..45

Tableau III.39. Résultats de ferraillage à ELU…….....……..46

Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS…….....……..…46

Tableau III.41. Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier …….....……47

Tableau III.42. Évaluation des charges permanentes…….....…....48

Tableau III.43. Poids de la machine…….....……49

Tableau III.44. Détermination des charges de la dalle…….....……49

Tableau III.45. Les Travaille interne et externe …….....…..50

Tableau III.46. Les efforts internes…….....……..50

Tableau III.47. Résultats de ferraillage ELU…….....……50

Tableau III.48. Vérification des contraintes à l'ELS…….....……...51

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1.Les 3 modes du 1^{ér} disposition des voiles……..…….57

Tableau IV.2.Les 3 modes du 2^{éme} disposition des voiles……57

Tableau IV.3.Les 3 modes du 3$^{éme\ r}$ disposition des voiles……...58

Tableau IV.4.Les 3 modes du 4^{éme} disposition des voiles……58

Tableau IV.5.Les 3 modes du 5^{éme} disposition des voiles……..…..…59

Tableau IV.6.centre de masse et centre de torsion…….....……..59

Tableau IV.7. Calcule d'excentricité théorique……61

Tableau IV.8. Calcule d'excentricité totale……..62

Tableau IV.9. Choix du coefficient de comportement suivant X en %.....64

Tableau IV.10. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %.....64

Tableau IV.11. Détermination du facteur de qualité Q de la structure……65

Tableau IV.12. Le comportement des trois premiers modes……67

Tableau IV.13. Vérification de participation massique……...68

Tableau IV.14. Calcul de la force sismique……..70

Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……70

Tableau IV.16. Calcul du moment de renversement etla force sismique selon la hauteur…...72

Tableau IV.17.Calcul du moment stabilisant……73

Tableau IV.18. Vérification de stabilisation……73

Tableau IV.19. Vérification déplacement en tête……74

Tableau IV.20. Vérification les déplacements inter étages Sens X……..74

Tableau IV.21. Vérification les déplacements inter étages sens y……75

Tableau IV.22. Vérification du cisaillement des éléments……...76

Tableau VI.23 : Vérification de cisaillement des voiles……...77

Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit à la base……77

Tableau IV.25. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y)……...79

CHAPITRE V : Ferraillage des elements structuraux

Tableau V.1. Les données de calcul……..81

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres ……...82

Tableau V.3. Vérification des poutres……..83

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres ……...83

Tableau V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres ……...84

Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement ……84

Tableau V.7. Vérification de la flèche des poutres.……85

Tableau III.8. Récapitulation des résultats de la flèche de Poutres secondaire……..… 85

Tableau III.9. Récapitulation des résultats de la flèche de Poutres noyée…….…… 85

Tableau V.10. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU…….88

Tableau V.11. Ferraillages longitudinaux des poteaux…….....90

Tableau V.12. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service……...91

Tableau V.13. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux……..…..93

Tableau V.14. Les armatures transversales et leurs espacements.……93

Tableau V.15. Les données de calcul.……...95

Tableau V.16. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal) ……...95

Tableau V.17. Vérification des armatures a ELS des voiles…….96

Tableau V.18. Calcul des armateurs horizontaux…….……96

Tableau V.19. Diamètre des armatures transversales ……..……97

Tableau V.20. Calcul des armatures des linteaux;…….101

Tableau V.21. Calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux.……101

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées……...107

Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semellesisolées……....108

Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles filantes.….....109

Tableau VI.4. Ferraillage du débord….....113

Tableau VI.5. Vérification de la contrainte de cisaillement….....113

Tableau VI.6. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier….....117

Tableau III.7. Vérification des contraintes à l'ELS….....117

Tableau VI.8. Calcul des charges ELU, ELS….....118

Tableau VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la nervure….....118

Tableau VI.10. Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS.....119

Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leur espacement.....120

Tableau III.12. Les Travaille interne et externe.....122

Tableau III.13. Les efforts internes.....123

Tableau VI.14. Ferraillage du mur de soutènement.....123

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS…….……124

Notations

Majuscules romaines

A: Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.

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

At: Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac: Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

AD: Section d'armatures diagonales.

B: Aire du béton.

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

Bt: Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS: Etat Limite de Service.

ELU: Etat Limite Ultime.

Ev: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I: Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

M: Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N: Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu: Effort normal à l'ELU.

Tu: Effort tranchant à l'ELU.

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

W: poids.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b: Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

$c,'$: Enrobage supérieur et inférieur.

d: Hauteur utile d'une section.

f: Flèche.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$fc28$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i: Rayon de giration.

lf: Longueur de flambement,

St: Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Minuscules grecques

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

ζ: Contrainte normale.

η: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous présentons est la dernière étape de notre formation À l'Université des Médéa.

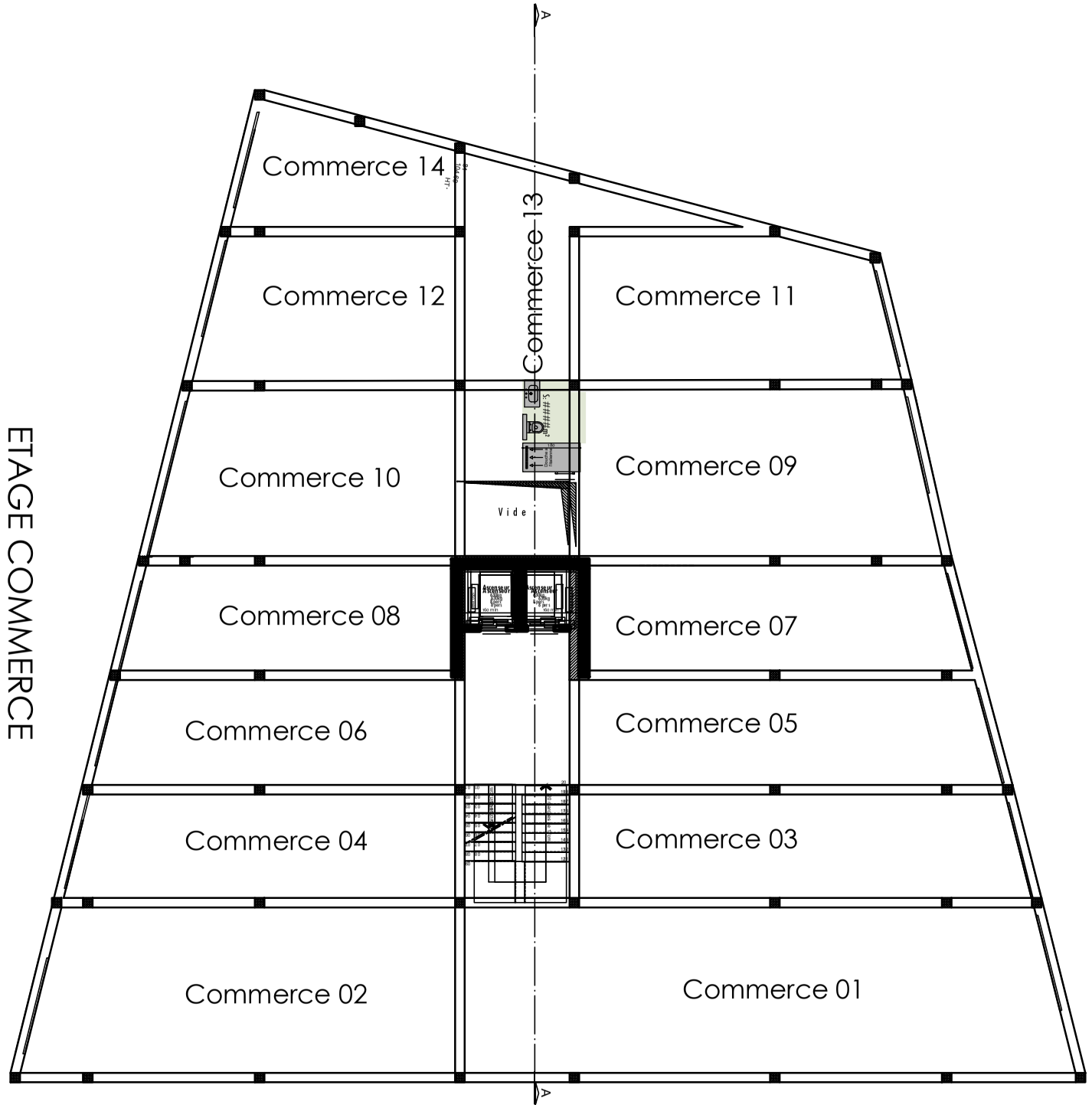
Il vise à appliquer toutes les connaissances acquises dans les années passées ; C'est un vrai projet dans le domaine du génie civil.

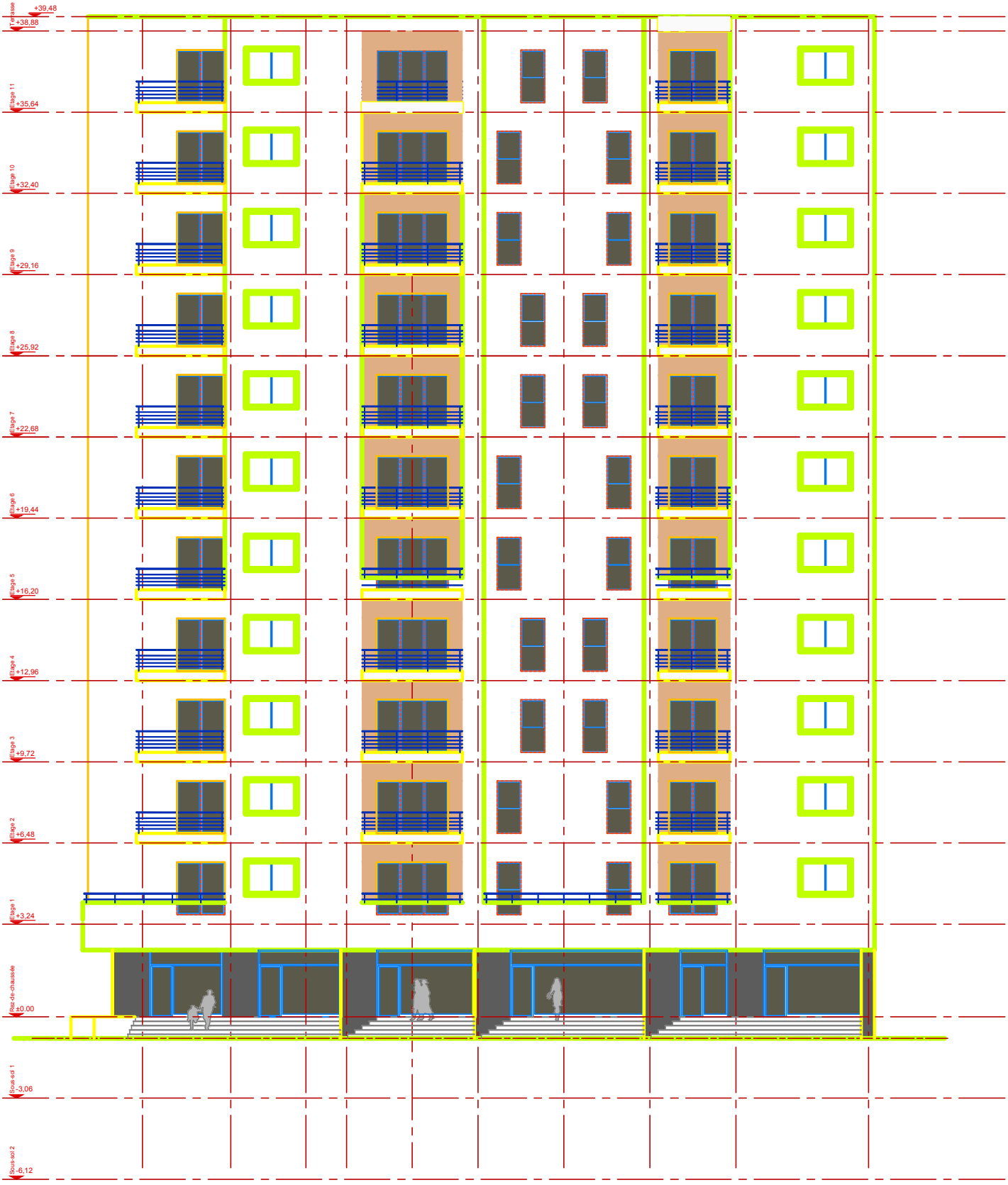
La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

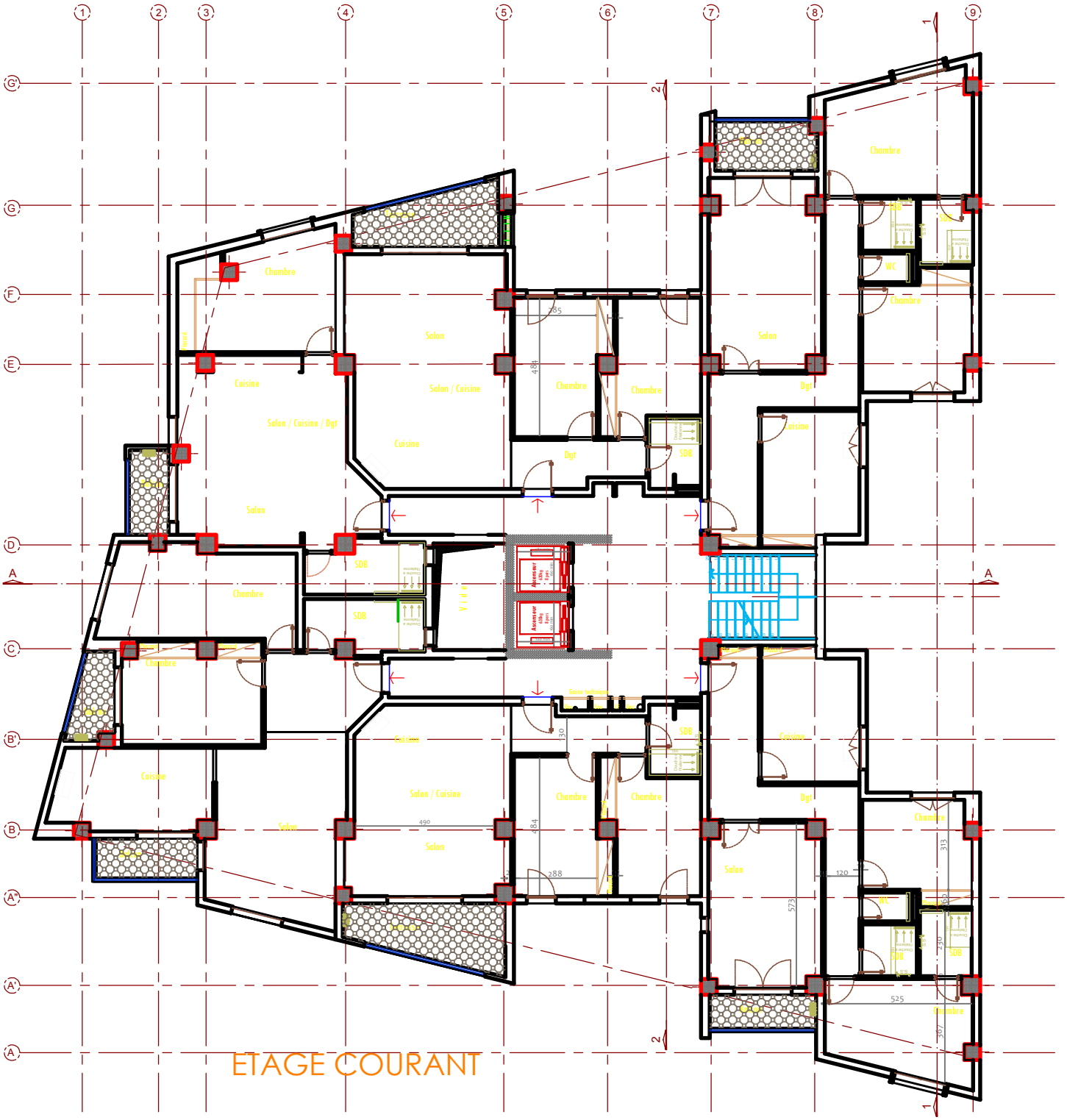
Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine, dalle machine) ;
4) Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP2000 version 21.0.2) ;
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

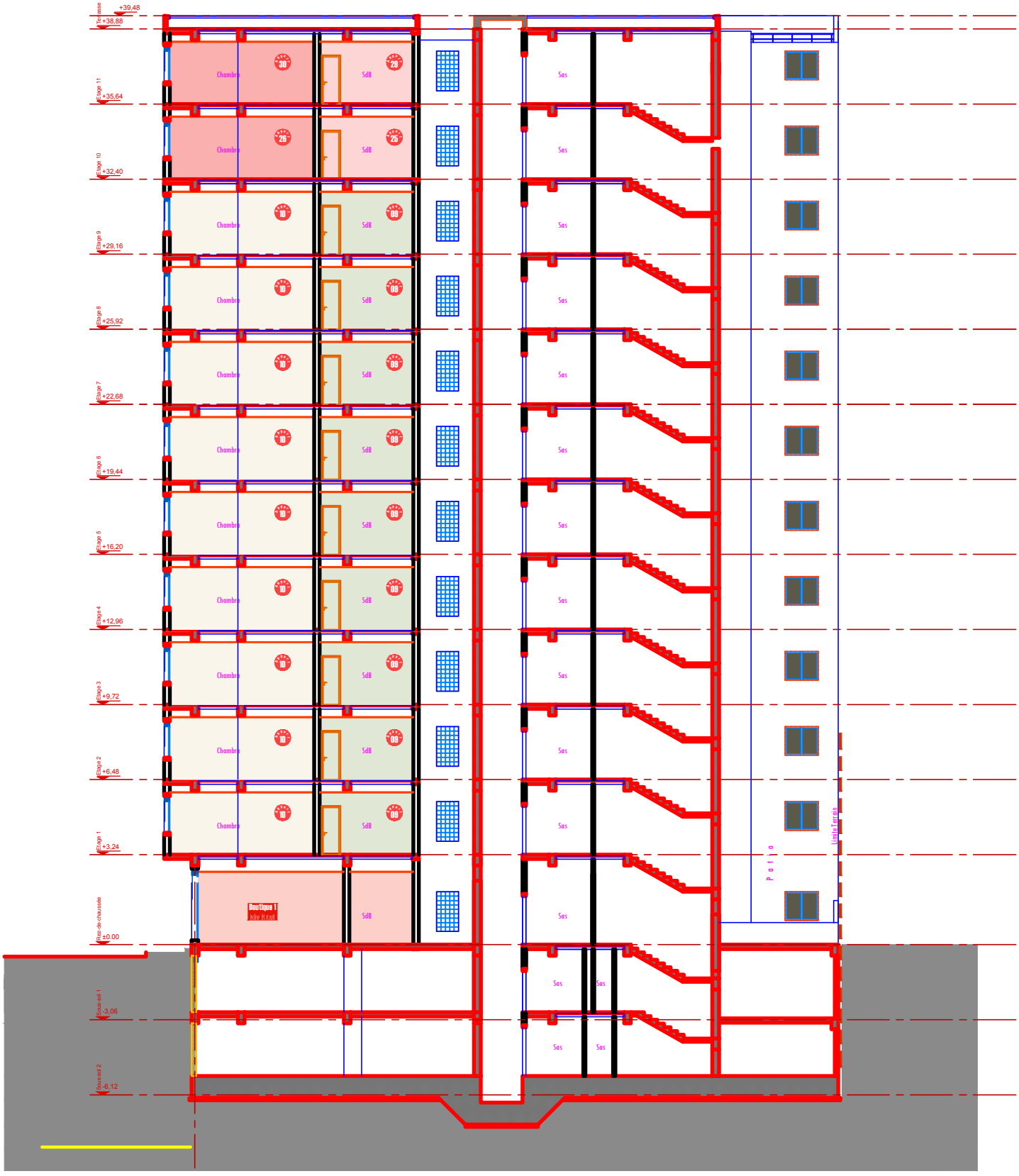

ETAGE COMMERCE
Commerce 14
Commerce 13
Commerce 12
Commerce 11
Commerce 10
Commerce 09
Vide
Commerce 08
Commerce 07
Commerce 06
Commerce 05
Commerce 04
Commerce 03
Commerce 02
Commerce 01


Terrasse +39,48
+38,88
Etage 11 +35,64
Etage 10 +32,40
Etage 9 +29,16
Etage 8 +25,92
Etage 7 +22,68
Etage 6 +19,44
Etage 5 +16,20
Etage 4 +12,96
Etage 3 +9,72
Etage 2 +6,48
Etage 1 +3,24
Rez-de-chaussée ±0,00
Sous-sol 1 -3,06
Sous-sol 2 -6,12

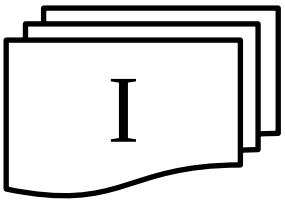
FACADE



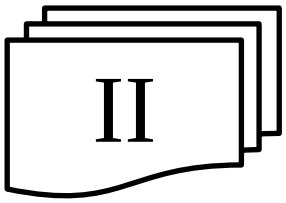
ETAGE COURANT


Terrasse
+39,48
+38,88
Etage 11
+35,64
Etage 10
+32,40
Etage 9
+29,16
Etage 8
+25,92
Etage 7
+22,68
Etage 6
+19,44
Etage 5
+16,20
Etage 4
+12,96
Etage 3
+9,72
Etage 2
+6,48
Etage 1
+3,24
Rez-de-chaussée
±0,00
Sous-sol 1
-3,06
Sous-sol 2
-6,12
Chambre
SdB
Sas
Boutique 1
Rez de chaussée
Patio
Limite Terrain

LA COUPPE A - A

CHAPITRE 

Présentation de l’ouvrage

CHAPITRE  II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE IV

Etude dynamique

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

CHAPITRE VI

Calcul de l’infrastructure

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet d'étude est un calcul d'un Bâtiment d'habitation en 2 Sous-Sol + RDC+11 étages, à usage multiple (commerce, habitation et parking), L'ouvrage sera implanté à commune d'Alger classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

Le système de contreventement est assuré par des voiles.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de béton armé « **CBA 93** ».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation **DTR** ».
- Le règlement parasismique « **RPA99version2003** ».

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Tableau I.1. Dimensions du bloc

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Longueur : 33,50m Largeur: 30,90m	Hauteur de Sous-Sol h_s = 3.06m Hauteur de RDC h_r = 3.24m Hauteur de l'étage courant h = 3.24m Hauteur total du bâtiment h_t = 45.00m

I.3. Structure de l'ouvrage :

I.3.1. Système de contreventement :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépassé 8m, le RPA99V2003 préconise un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

I.3.2. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.

- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Escaliers :

Sont des éléments secondaires dans la structure servent à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, on a 01 types d'escaliers :

- Escalier droite à deux volées.

I.3.7. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et machines.

I.3.8. Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.3.9. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau. Il est caractérisé de point de vue, par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.4.1.a. Caractéristiques du béton :

- Facile à le fabriquer et à sa mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.4.1.b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

• Résistance mécanique.

• Imperméabilité à l'eau.

I.4.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8,8/15 et 15/25).

I.4.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction". Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.4.3. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.4.3.a. Type d'Acier :

Les aciers sont utilisés dans le béton comme des armatures longitudinales et transversales et on utilise généralement les barres à haute adhérence :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥8	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0≤ Ø≤6	520

I.6. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa

f_{t28} = 0,6+0,06 f_{c28} = 2,1MPa

E_{i28} = 32164.2MPa

E_{v28} = 1/3 E_{i28} = 10721.4MPa

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.2\text{MPa} & \text{Situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18.5\text{MPa} & \text{Situation accidentale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_u = 3.33\text{MPa} & \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = 2.5\text{MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable.} \end{cases}$$

σ_{bc} = 15 MPa

*f*eE400, *f*e=400MPa Pour les armatures longitudinales.

*f*eE235, *f*e= 235MPa Pour les armatures transversales.

σ_s = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan,

Ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher corps creux.
- ➢ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \end{cases} \quad (h_t = d + e)$$

Avec : L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

d: hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc, On a : L_{max}= 520 cm :

520/25=20.8cm ≤ h_t ≤ 520/20=26cm

$h_t \geq 520/22.5 = 23.11cm$ Donc : **h_t= 24cm**

On prend donc : h_t= 24 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (20+4) telle que :

h_t = (d+e) ⟷ ht = (20+4) avec : d=20cm et e=4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : $h_t \geq 16cm$

On a:h_t =24cm ≥ 16cm …….. CV

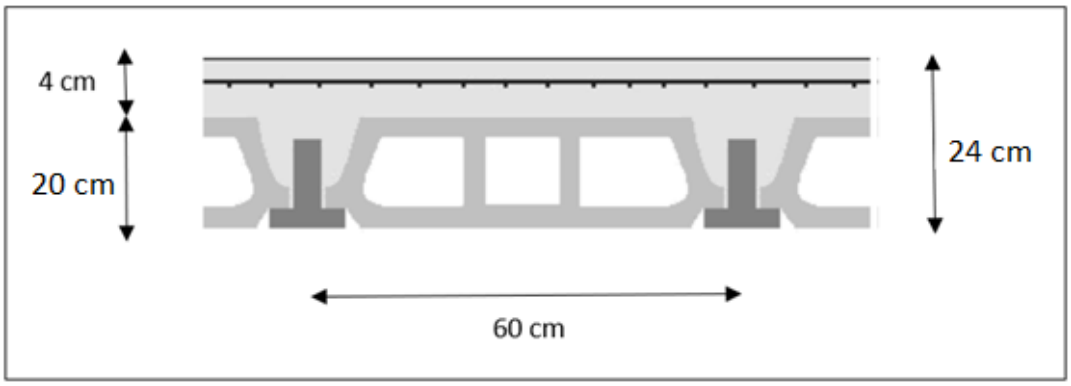


Figure II.1**:** Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.a. Critère de résistance :

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :$\frac{L_x}{45} \leq e_P \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

e_P : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L_x = 5.20m.

$\frac{520}{45}$ = 11.55 cm ≤ **ep** ≤ $\frac{520}{40}$ = 13 cm

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie :

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm**.

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

II.3.A. Charges permanentes :

II.3. A.1. Maçonnerie :

II.3. A.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

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

II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

II.3. A.2. Plancher à corps creux :

II.3. A.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (20+4)	0,20+0,04	-	3.30
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**6,90**

II.3. A.2.2. Plancher courant :

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (20+4)	0,20+0,04	-	3.30
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison légères	0,10	-	1,62
TOTAL				**6,46**

II.3. A.3. Plancher à dalles plaines :

II.3.A.3.1 Plancher Terrasse inaccessible :

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**7.35**

II.3. A.3.2. Planchers étages courants :

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Murs doubles cloison	0,10	-	2.52
TOTAL				**6.91**

II.3.B. Charges d'exploitation :

Tableau II.7. Charges d'exploitations

Usage	Q (KN/m^2)
Inaccessible	**1**
Habitation	**1.5**
Commerce	**2.5**
Dépôt	**3.5**
Escalier	**2.5**
Balcon	**3.5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

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

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

- Règle de CBA 93 : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \end{cases}$

Avec : L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (III) sont:**[Art 7.5.1]**

- ✓ h ≥ 30cm.
- ✓ b ≥ 20cm.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ Condition de rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$

Nous choisissons :

- ✓ Le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur.
- ✓ Le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens non porteur.

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires :

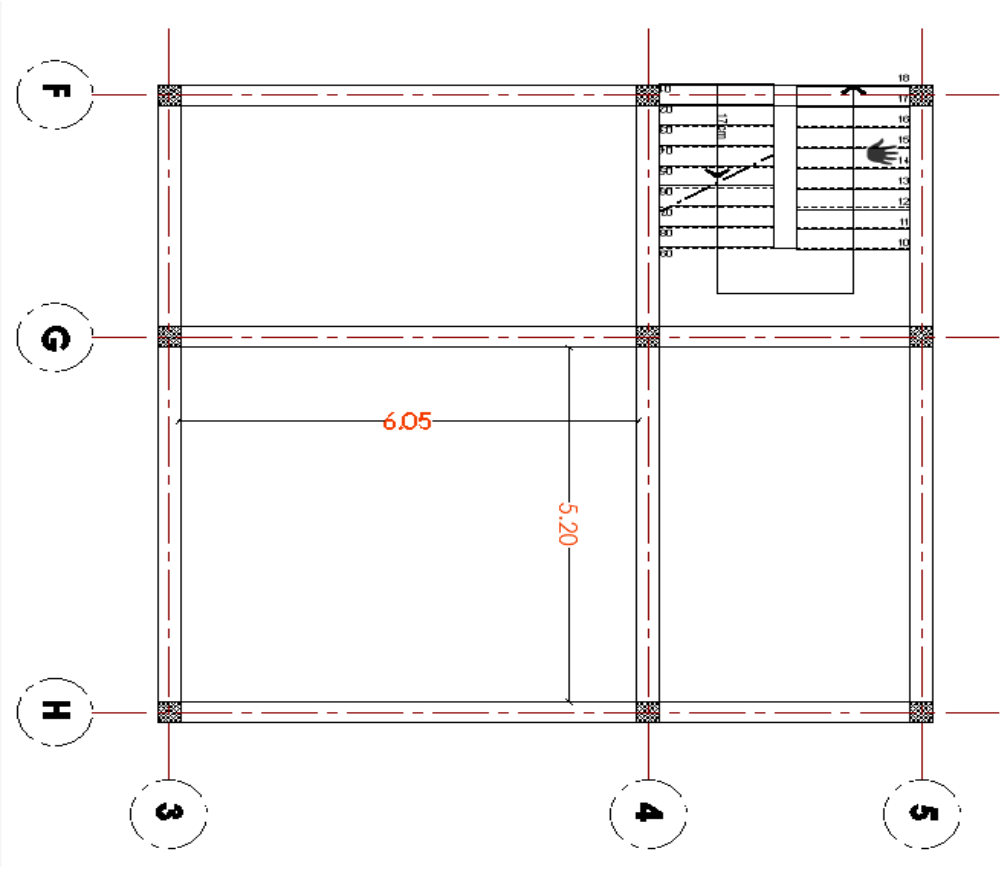


Figure II.2. Dimensionnement de la poutre principale et secondaires

Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires

	Axes (3-4)	Axes (G – H)
Règles deCBA 93 $L_{max}/ 20 \leq h \leq L_{max} / 16$ $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$	L_{max} = 605cm 30.25cm ≤ h ≤ 37.81cm On adopte : **h = 35 cm** 13.15cm ≤ b ≤ 18cm on adopte : **b = 30cm**	L_{max} = 520cm 26cm ≤ h ≤ 32.50cm On adopte : **h = 30 cm** 9.45cm ≤ b ≤ 12.6cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA2003 h ≥ 30cm b ≥ 20cm $\frac{h}{b} \leq 4$	h =35cm ≥30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=35/30 = 1.17 ≤ 4	h =30cm ≥30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=30/30= 1 ≤ 4
	conditions vérifiées	conditions vérifiées
Condition de Rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$	h/L_{max} = 0.0673 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$	h/L_{max} = 0.0673 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$
	condition vérifiée	condition vérifiée

Conclusion :

D'après les règles de CBA93, les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres principales suivantes :

- Poutre Principal : (30x35) cm^2 **b=30cm, h=35cm.**
- Poutre secondaire: (30x30) cm^2 **b=30cm, h=30cm**.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime :

(Nu=1,35G+1,5Q),

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. **[Art B.8.1.1]**

Donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu).

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \textbf{(Zone III)}$$

Selon le CBA93 (B.8.4.1) on doit effectuer la vérification suivante : $\mathbf{N_u \leq N_{adm}}$

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

Avec :

- ✓ **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- ✓ **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».**
- ✓ γ_b**=1.5**coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
  γ_s **=1.15**

- ✓ f_{c28}=25MPa
  f_e=400MPa
  } résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6 (50/ \lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda = L_f / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. L_f : Longueur de flambement.

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :

- ❖ $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
- ❖ Soit encastré dans un massif de fondation ;
- ❖ Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- ❖ L0 : dans les autres cas.

II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} :

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

Tableau II.9. Calcul de l'effort N_{adm}

Niveau	Dimension (cm^2)	B_r (cm^2)	L_o (m)	L_f (m)	I (m)	λ	B (cm)	A_s (cm^2)	N_{adm}
11	30x30	784	3.24	2.270	0.087	26.20	900	0.9	1133.73
10 + 9	35x35	1089	3.24	2.270	0.101	22.45	1225	1.225	1617.33
8 + 7	40x40	1444	3.24	2.270	0.115	19.64	1600	1.600	2182.78
6 + 5	45x45	1849	3.24	2.270	0.130	17.46	2025	2.025	2829.52
4 + 3	50x50	2304	3.24	2.270	0.144	15.71	2500	2.500	3557.19
2 + 1	55x55	2809	3.24	2.270	0.159	14.26	3025	3.025	4365.57
RDC + SS1	60x60	3364	3.24	2.270	0.173	13.09	3600	3.600	5254.53
SS2	65x65	3969	3.06	2.142	0.188	11.41	4225	4.225	6239.66

II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (C - 6) :

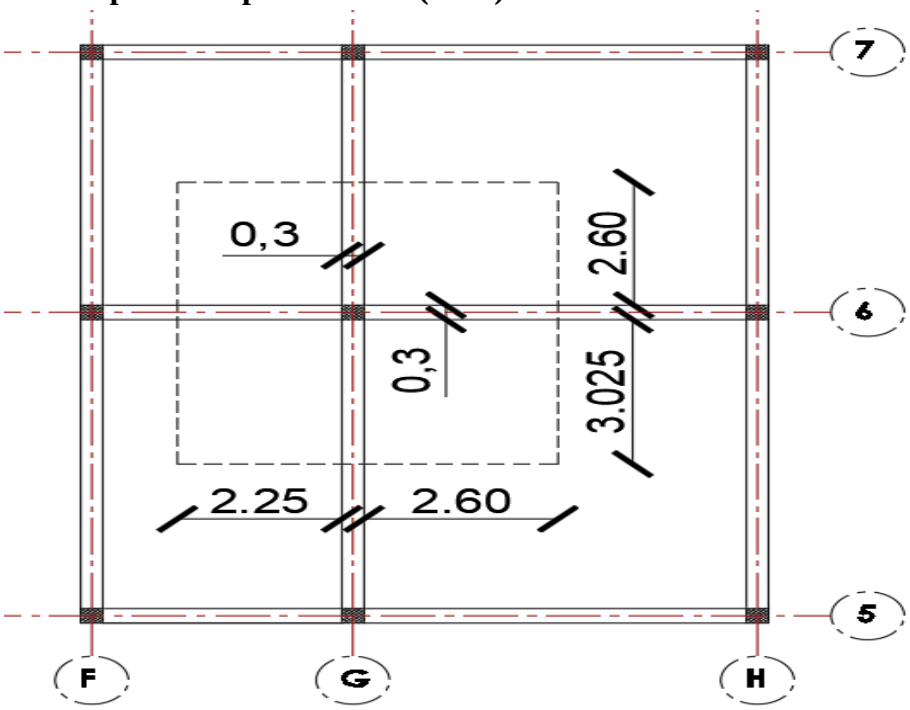


Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (G-6)

- ✓ La surface du plancher supporter par le poteau : St

$S_t = (3.025 + 2.60 + 0.3) * (2.25 + 2.60 + 0.3)$ **S_t =30.51 m^2**

- ✓ La surface complète : S_p

$S_p = (3.025 + 2.60) * (2.25 + 2.60)$ **S_p = 27.28 m^2**

II.5.5. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant. **[Art 6.3]**

II.5.5.a Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. Voir **annexe 1**.

Tableau II.10. Détermination des charges d'exploitations

Niveau	Q (KN/m^2)	S_t(m2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Q cum (KN)
11eme	1	30,51	Q_0	30.514	/	30.514
10eme	1,5		Q_1	45.771	1	76.284
9eme	1,5		Q_2	45.771	0,95	117.478

8eme	1,5	30,51	Q_3	45.771	0,90	154.094
7eme	1,5		Q_4	45.771	0,85	186.134
6eme	1,5		Q_5	45.771	0,80	213.596
5eme	1,5		Q_6	45.771	0,75	236.482
4eme	1,5		Q_7	45.771	0,714	259.367
3eme	1.5		Q_8	45.771	0,688	282.252
2eme	1.5		Q_9	45.771	0,667	305.138
1ere	1.5		Q_{10}	45.771	0,650	328.023
RDC	2.5		Q_{11}	76.284	0,636	370.326
S sol 1	3.5		Q_{12}	106.798	0,625	431.007
S sol 2	3.5		Q_{13}	106.798	0,615	490.567

II.5.5.b. Détermination des charges permanentes :

Tableau II.11. Détermination des charges permanentes de chaque niveau.

Niveau	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
11	188.241	7.29	21.094	12.731	229.356	229.356
10	176.237	7.29	21.094	12.731	217.352	446.708
9	176.237	9.9225	21.094	12.731	219.984	666.692
8	176.237	9.9225	21.094	12.731	219.984	886.676
7	176.237	16.4025	21.094	12.731	226.464	1113.141
6	176.237	16.4025	21.094	12.731	226.464	1339.605
5	176.237	16.4025	21.094	12.731	226.464	1566.069
4	176.237	20.25	21.094	12.731	230.312	1796.381
3	176.237	20.25	21.094	12.731	230.312	2026.693
2	176.237	24.5025	21.094	12.731	234.564	2261.258
1	176.237	24.5025	21.094	12.731	234.564	2495.822
RDC	176.237	29.16	21.094	12.731	239.222	2735.044
SS2	188.513	27.54	21.094	12.731	249.878	2984.922
SS1	188.513	32.32125	21.094	12.731	254.660	3239.582

Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

Niveau	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU(kN)	verification
11	229.356	30.514	355.401	390.941	1133.734	cv
10	446.708	76.284	717.482	789.230	1133.734	cv
9	666.692	117.478	1076.251	1183.876	1617.331	cv
8	886.676	154.094	1428.155	1570.970	1617.331	cv
7	1113.141	186.134	1781.941	1960.135	2829.518	cv
6	1339.605	213.596	2128.861	2341.747	2829.518	cv
5	1566.069	236.482	2468.916	2715.808	2829.518	cv
4	1796.381	259.367	2814.165	3095.582	3557.187	cv
3	2026.693	282.252	3159.414	3475.355	3557.187	cv
2	2261.258	305.138	3510.404	3861.444	4365.571	cv
1	2495.822	328.023	3861.394	4247.533	4365.571	cv
rdc	2735.044	370.326	4247.798	4672.578	5254.527	cv
ss1	2984.922	431.007	4676.155	5143.771	5270.029	cv
ss2	3239.582	490.567	5109.286	5620.215	6239.659	cv

II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99V2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$ **(Zone III)[Art 7.4.1]**

Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003

Niveau	Application des conditions	Vérification
11	Min (30,30) = 30cm $\geq$ 30cm Min (30,30) = 30cm $\geq \frac{2.84}{20}$ = 14.20cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
10 + 9	Min (35,35) = 35cm $\geq$ 30cm Min (35,35) = 35cm $\geq \frac{2.84}{20}$ = 14.20cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
8 + 7	Min (40,40) = 40cm $\geq$ 30cm Min (40,40) = 40cm $\geq \frac{2.84}{20}$ = 14.20cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
6 + 5	Min (45,45) = 45cm $\geq$ 30cm Min (45,45) = 45cm $\geq \frac{2.84}{20}$ = 14.20cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
4 + 3	Min (50,50) = 50cm $\geq$ 30cm Min (50,50) = 50cm $\geq \frac{2.84}{20}$ = 14.20cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{50}{50} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
2+1	Min (55,55) = 55cm $\geq$ 30cm Min (55,55) = 55cm $\geq \frac{2.84}{20}$ = 14.20cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{55}{55} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
RDC	Min (60,60) = 60cm $\geq$ 30cm Min (60,60) = 60cm $\geq \frac{2.84}{20}$ = 14.20cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{60}{60} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
S-S1 + S-S2	Min (65,65) = 65cm $\geq$ 30cm Min (65,65) = 65cm $\geq \frac{2.71}{20}$ = 13.55cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{65}{65} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée

II.5.7. Vérification aux zones nodales :

$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$ **[Art 7.5.1]**

$d \leq \max(b_1/2, h_1/2)$

Tableau II.14. Vérification aux zones nodales

Niveau	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2$, $h_1/2$) (cm)	$d \leq \max(b_1/h_1/2)$
11	30	30	30	vérifiée	0.00	15.00	vérifiée
10 + 9	30	35	35	vérifiée	2.50	17.50	vérifiée
8 + 7	30	40	40	vérifiée	5.00	20.00	vérifiée
6 + 5	30	45	45	vérifiée	7.50	22.50	vérifiée
4 + 3	30	50	50	vérifiée	10.00	25.00	vérifiée
2 + 1	30	55	55	vérifiée	12.50	27.50	vérifiée
RDC + SS1	30	60	60	vérifiée	15.00	30.00	vérifiée
SS2	30	65	65	vérifiée	17.50	32.50	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L > 4a.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités. **[Art 7.7.1]**

Dans Notre cas on a :

$h_e = 3{,}24 - 0.30 = 2.89$m.

$a \geq \text{Max}(15\text{ cm} ; he/25 ; he/22 ; he/20)$

$a \geq \text{Max}(15\text{ cm} ; 11.56\text{ cm} ; 13.14\text{ cm} ; 14.45\text{ cm})$

$a \geq 15$ cm

On adopte : a =15 cm.

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistes sont :

- ✓ Le plancher : (20+4) cm
- ✓ Dalle pleine : 15cm
- ✓ Les poutres principales :

  (30x35) cm
- ✓ Les poutres secondaires :

  (30x30) cm
- ✓ Les poteaux :

  (30x30) : 11 étage

  (35x35) : 10 + 9 étages

  (40x40) : 8+7étages

  (45x45) : 6 + 5 étages

  (50x50) : 4 + 3 étages

  (55x55) : 2 + 1 étages

  (60x60) : RDC + S-S1 étages

  (65x65) : S-S2 étages
- ✓ L'épaisseur du voile : 15 cm.

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires (non structuraux) sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse on de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant ; certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composant verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux disposions constructives du règlement parasismique.

Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression);
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ Les dalles plaines ;
- ✓ La dalle machine.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

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

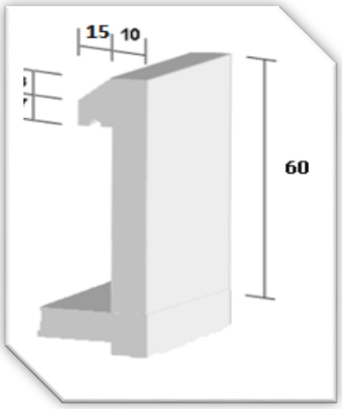


Figure III.1. L'acrotère

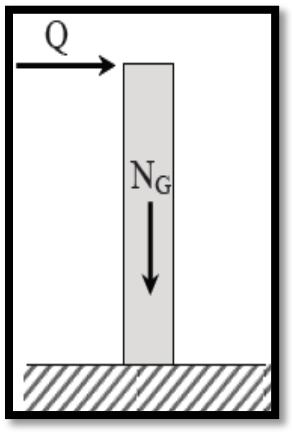


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère.

Poids propre G (KN)
G1= [(0.6 x 0.1) + (0.15 x 0.1)] x25x 1 G1= 1.875 KN
Surcharge d'exploitation Q (KN)
Q = 1 KN

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS.

	L'E.L.U	L'E.L.S
Moment d'encastrement M_u (KN.m)	$M_{u1} = 1{,}5 \times Q \times h$	$M_{ser1} = Q \times h$
	$M_{u1} = 0.9$	**$M_{ser1} = 0.6$**
L'effort normal N_u (KN)	$N_{u1} = 1{,}35 \times G$	$N_{ser1} = G$
	$N_{u1} = 2.53$	**$N_{ser1} = 1.875$**
L'effort tranchant T_u (KN)	$T_{u1} = 1{,}5Q$	
	$T_{u1} = 1.5$	

III.2.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10)cm^2 soumise à la flexionComposée et en situation durable.

Tableau III.3. Les données.

b=100cm	h=60cm	$C_1=C_2$ = 2.5cm	$f_{c28}=25MPa$	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s =348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h	$L_f=2L_0$=1.2m

III.2.4.1. VérificationA l'E.L. U :

Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère.

Type d'acrotère (cm^2)	Section de calcul (cm^2)	$\mathbf{A_1}$ (cm^2)	$\mathbf{A_2}$ (cm^2)	$\mathbf{A_1}$Choisie (cm^2)	$\mathbf{A_2}$Choisie (cm^2)	$\mathbf{A_{rép}}$ (cm^2)	St (cm)	$St_{rép}$ (cm)
60x10	100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.50	7HA10 = 5.50	4HA8 = 3.52	15	15

III.2.4.2. Vérification A l'ELS :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

Fissuration préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e \,; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau III.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

Type d'acrotère (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	vérification
60x10	0.34	2.16	2.64	15	201.63	Ok

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times 75} = 0{,}02\,\text{MPa}$$

Et: $\overline{\tau} = \min\left[0,\ 15\frac{fc_{28}}{\gamma b};\ 4\ \text{MPa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$ (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors: $\tau_u = 0.02\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$ …….…….. CV

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

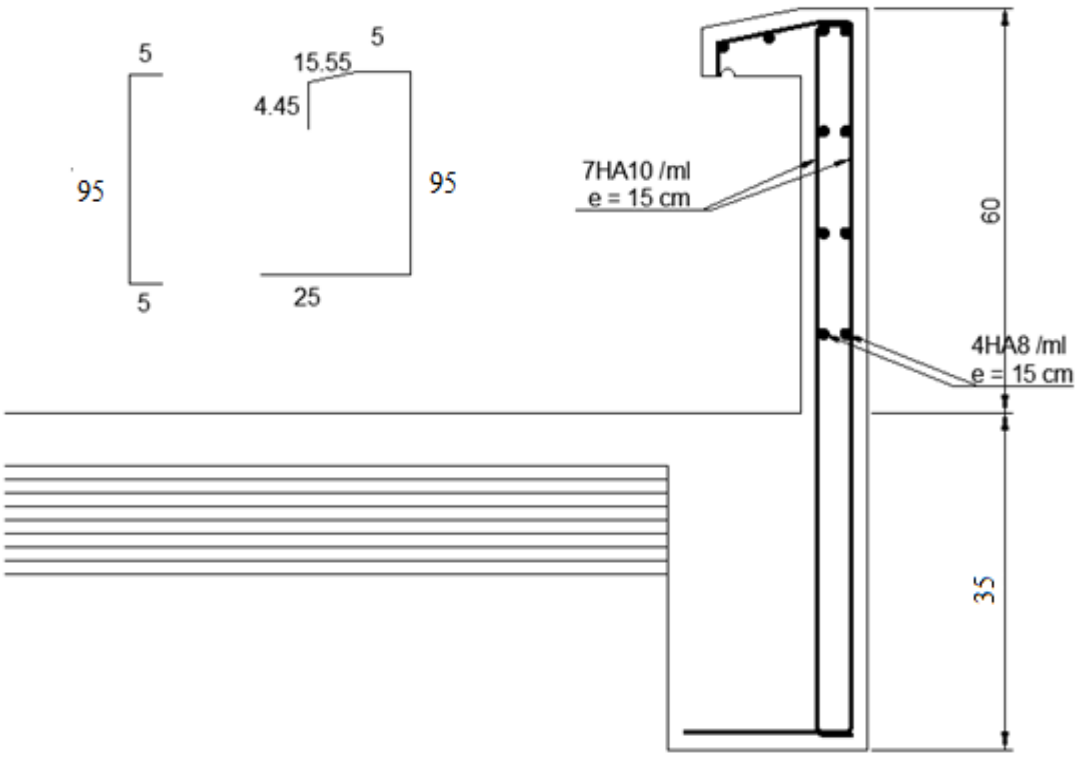


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Calcul des planchers :

Ce type de plancher de corps creux est très couramment utilisé, il est constitué de :

• Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

• Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

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

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

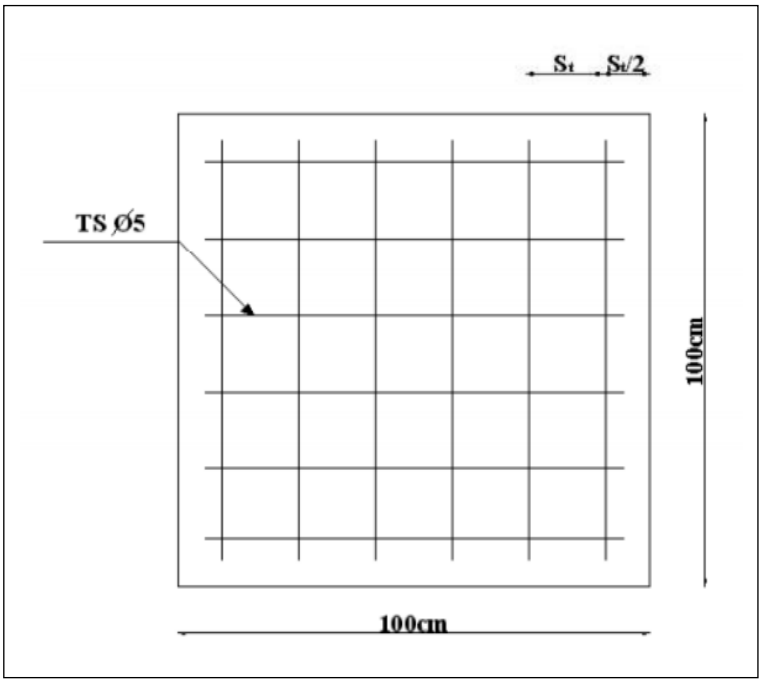


Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression

III.3.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- Une section en T : en travées.
- Une section rectangulaire : aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.3.2.1. Calcul avant coulage :

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

La méthode exposée en **annexe2** Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠ 0,

III.3.2.1.1. Calcul des étaiements :

Tableau III.6: vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant

étaiement	G	Q	fc28	E v MPA	L mm	I mm4	Fmax cm	F barr	F<F baar
0	0.72	2.75	25	10721.400	5500	640000	125.023	1.600	cnv
1	0.72	1.375	25	10721.400	2750	640000	7.814	0.550	cnv
2	0.72	1	25	10721.400	1833.33	640000	1.543	0.367	cnv
3	0.72	1	25	10721.400	1375	640000	0.488	0.275	cnv
4	0.72	1	25	10721.400	1100	640000	0.200	0.220	cv

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 4 étaiements le long de la travée espacée de 110 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2. Calcul après coulage :

Dans cette étape, La poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode de Caquot, voir**annexe 3**

III.3.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- $P_S = G + Q$

Tableau III.7. Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
terrasse inaccessible	6.90 x 0.60 = 4.23	1x 0.60 = 0.60	6.611	4.830
E. courant d'habitation	6.46 x 0.60 = 3.876	1.5 x 0.60 = 0.90	6.583	4.776

On utilisé le cas le plus défavorable,

III.3.2.2.2. Calcul des efforts internes :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 5KN/m^2 \leq$ Max [2 G = 2 x 6.46 = 12.92 KN/M^2 et 5 KN/m^2] = 12.92 KN/m^2….. CV
- L'inertie est constante pour toutes les travées. ……... CV
- La fissuration est peu nuisible ……. CV
- $0.8 < L_i / L_{i+1} = 1.52 < 1.25$ ……..……..… CNV

Remarque :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appel à la méthode de Caquot.

Type 01 :(Poutrelles à 01 travée)

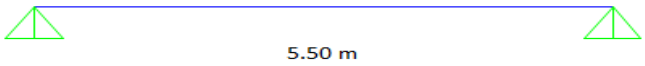


Figure III.5. Poutrelles à 01 travée

Type 02 :(Poutrelles à 02 travées)



Figure III.6. Poutrelles à 02 travées

Type 03 :(Poutrelles à 04 travées)

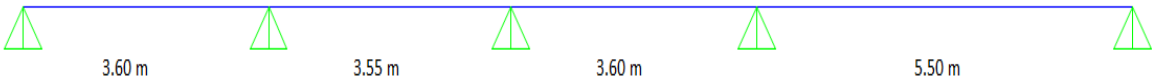


Figure III.7. Poutrelles à 04 travées

Type 04 :(Poutrelles à 05 travées)

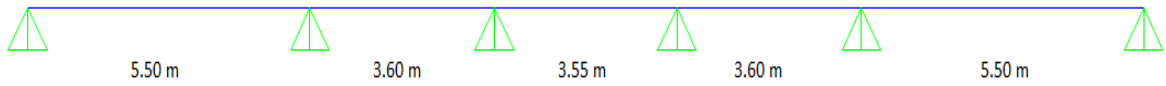


Figure III.8. Poutrelles à 05 travées

Type 06 :(Poutrelles à 06 travées)

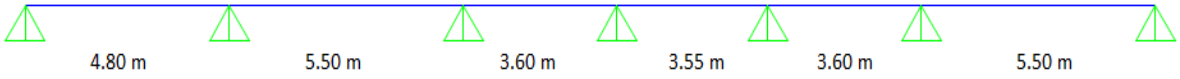


Figure III.9. Poutrelles à 06 travées

Type 07 :(Poutrelles à 07 travées)

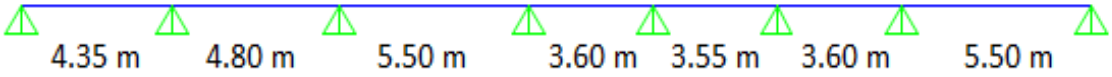


Figure III.10. Poutrelles à 07 travées

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.8. Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELU)

travées	qu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	Te (KN)
AB	6.583	5.5	5.5	24.680	19.180	3.214	12.856	-21.59	14.62
BC	6.583	3.6	3.6	10.664	0.640	19.180	2.560	-6.52	17.18

Tableau III.9. Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS)

travées	q ser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	4.776	5.5	5.5	18.059	13.920	2.323	9.328
BC	4.776	3.6	3.6	7.737	0.464	13.920	1.856

III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différents types de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

Tableau III.10. Récapitulation des efforts internes

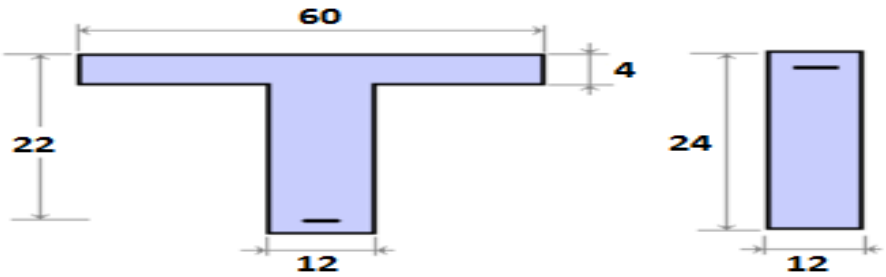
	ELU			ELS	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
sollicitations	19.744	-19.180	21.590	14.328	-13.920
Référence	Type 01	Type 02	Type 02	Type 01	Type 02

A) Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple **annexe 5**:

--- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

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



En travée (à gauche); En appui (à droite)

Figure III.11. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

a. Ferraillage en travées :

M_t= 19.744 KN.m, σ_b = 14,2 MPa , h_0= 40mm , d= 220mm.

Position de l'axe neutre: $M_0 = \overline{\sigma}_b .h_0.b. (d - \frac{h_0}{2}) = 68.16$ KN.m

M_0=68.16 KN.m $> M_t$= 19.744 KN.m

L'axe neutre passe par la table de compression ; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire

(b*h) = (60*24) cm^2

b. Ferraillage en appuis : M_{ua} = -19.18 KN.m

le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire(b*h) = (12*24) cm^2.

Tableau III.11. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant

N°	Longueur		M travée	A tendu	A compr	M appui	Atendu	Acompr
N°	[m]		[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
3	5.50		19.744	2.68	0.00	-19.180	2.60	0.00

Tableau III.12. Détermination des sections d'acier des poutrelles.

Condition de non fragilite			Section d'armature choisies		
As1	A's2	A tendu	A compr	A tendu	A compr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.44	0.24	2 HA 14	1 HA 14	1 HA 14 + 1 chHA 14	2 HA 14
		3.08	1.54	3.08	3.08

III.2.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

Les étapes de calcule dans **annexe 6**

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A.6.4.2]

Tableau III.13. Détermination des Armatures transversales des poutrelles

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	Z_N	Z_C	ϕ_t	A_t
21..59	0.82	3.33	CV	15	15	6	2HA6=0.57

III.2.2.2.5. Vérifications des armatures longitudinales à L'ELS :

Tableau III.14 : Vérification à l'E.L. S

Sollicitation à l'ELS		Contraintes		Contraintes admissible	Vérification
M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
14.33	-13.92	5.67	5.09	15	Oui

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.2.2.2.6.les vérifications à l'E.L. U :

✓ **Vérification au voisinage de l'appui** :

Appui de rive :

Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$\sigma_b = \frac{2.V_u}{a.b_0} \leq \overline{\sigma_b} = 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Longrightarrow V_u \leq 0.4\ (\frac{f_{c28}}{\gamma_b})\ b_0.a$

a = min [b-c-2 = 56 ; 0.9*d =19.8] = 19.8cm

$V_u = \frac{A}{\gamma_b} f_e = \frac{3.08\times10^2}{1.5} \times 400 =$ **82.133 KN**

V_u = 82.133 KN $\leq$ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*120*198 =158.4 KN ……..……..**(CV)**

Appui intermédiaire:

Mu = 19.18 kN.m > 0,9.d.Vu= 4.27 kN.m..... **(CV)**

Aucun prolongement à faire.

✓ **Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis** :

Vu = Vug + Vud = 14.62 + 21.59 =36.21 KN.

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*36.21}{198*120} *10^3 =$ 1.524 MPa

$\overline{\sigma_m} = 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3*25}{1.5} =$ 21.67 MPa

σ_m = 1,524 MPa $\leq$ $\overline{\sigma_m}$ = 21.67 MPa ……..…..…..... **(CV)**

✓ **Vérification de la flèche** :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.24}{5.50} = 0{,}044\,\pi\ \frac{14.328}{17.91\times15} = 0.053\text{……..….....}\textbf{(CNV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.08}{12\times22} = 0{,}0116\pi\ \frac{3{,}6}{400} = 0.009\ \text{……..…..….....}\ \textbf{(CNV)}$$

Commentaire :

Puisque les conditionsne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Lesétapes de calcul de la flèche dans **annexe 7**

Tableau III.15. Récapitulation des résultats de la flèche de poutrelle.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
14.33	3.08	9.23	0.01	0.85	247.89	0.73	3.46	1.38
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (m)	$\Delta f < f_{adm}$
33860.16	10548.83	18508.95	5.50	12.77	21.84	9.07	10.50	cv

Commentaire :

La flèche est vérifiée.

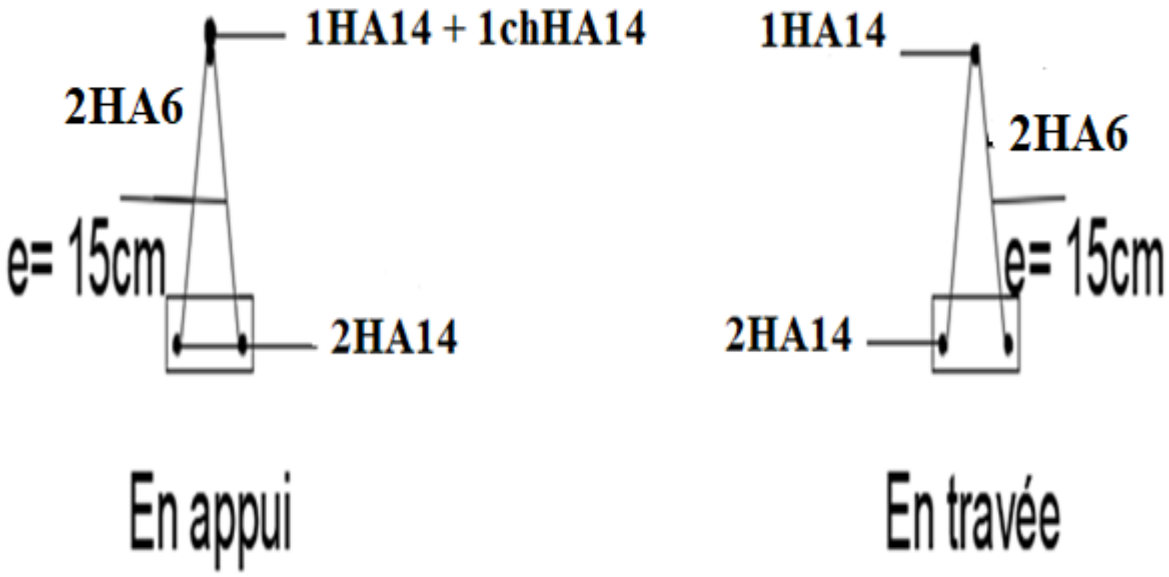


Figure III.12. Ferraillage des poutrelles

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger**.**

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche** *:* est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** *:* est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :**est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

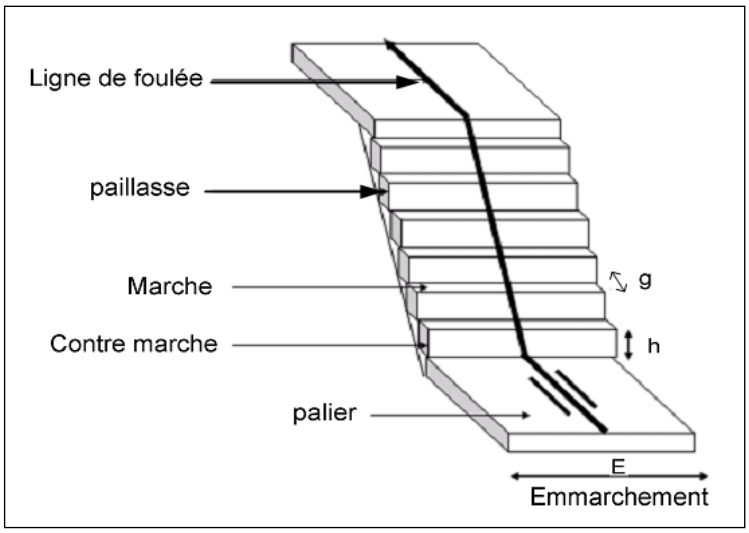


Figure III.13. Représentation d'un escalier

Avec :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3. Les déférents types d'escaliers :

Pour notre cas, on a 01 type d'escalier

III.4.3.1. Escalier droit à deux volets :

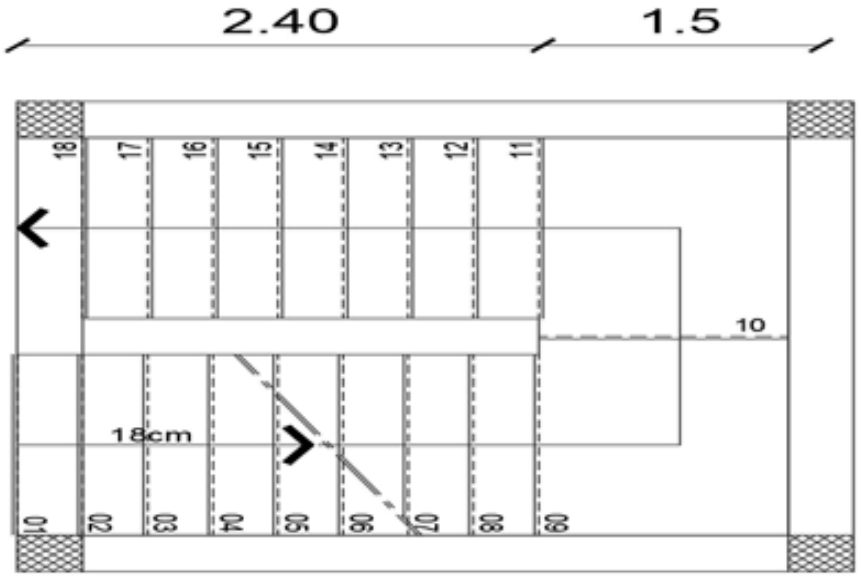


Figure III.14. Dimensions de l'escalier

III.4.3.2. Pré dimensionnement :

❖ Calcul de l'angle d'inclinaison **α** :

$\tan \alpha = \frac{1.62}{2.40} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 30.96°$

❖ Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{cos\,(30.96)} \Rightarrow L_0 = 2.80$ m

Pour déterminer les dimensions des marches « g » et les contre marches « h » on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$h = \frac{H}{n} \quad \begin{cases} 60 \leq g + 2h \leq 64 \\ \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

Avec : n : nombre de contres marches

n-1 : nombre de marches.

$L/n-1 + H/n \leq 64$ & $L/n-1 + H/n \geq 60$

On prendre **g=30cm** (préliminaire),

$30 + 2h \leq 64$ $2h \leq 34$ $h \leq 17$

$30 + 2h \geq 60$ $2h \geq 30$ $h \geq 15$

On prendre **h=17cm** $n = \frac{H}{h} = \frac{1.62}{0.17} = 9.53$

Donc : **n = 9**

$h = \frac{H}{n} = \frac{1.62}{9} = 0.18$

Conclusion :

- Le giron : g=30cm
- La hauteur de contre marche : h = 18cm
- Le nombre de contre marche : n = 9
- Le nombre de marche : n -1 = 8
- L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$ Avec : $l = l_0 + 1.15$ **l = 3.95 m**

$\frac{395}{35} \leq ep \leq \frac{395}{30}$; $11.29 \leq ep \leq 13.16$; Donc : **ep = 15cm**

III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.3.A. Charges permanentes :

Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.18 / 2	25	2.25
5	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4.37
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.32**

Tableau III.17. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

III.4.3.4. Combinaison des charges :

Tableau III.18. Combinaison des charges de l'escalier

		G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
				$P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	$P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Usage d'habitation	Paillasse	8.32	2.5	14.98	10.82
	Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.3.5. Détermination des efforts :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de Sous – sol jusqu'à la dernière étage), donc le calcul se fait à usage commerciale :

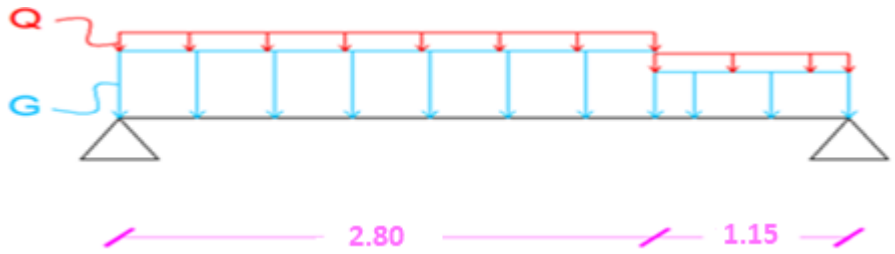


Figure III.15. Schéma statique d'escalier

Tableau III.19. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

	RA (KN)	RB (KN)	V (max)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	28.94	25.78	28.94	1,975	27.92	23.73	13.96
ELS	20.89	18.55	-	1.975	20.14	17.12	10.07

Les choix de l'effort maximal :

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

Tableau.III.20. Résultats de calcule

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	23.73	13.96	28.94
ELS	17.12	10.07	-

III.4.3.6. Ferraillage :

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime**annexe 5**.

Tableau.III.21. Les données des ferraillages d'escalier

Béton	f_{c28}=25 MPa	γ_b=1,5	σ_{bc}=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=15 cm		
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa

Tableau.III.22. Calcul des sections d'armatures longitudinales.

b	e	M travée	A tendu	Acompr	M appui	A tendu	Acompr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	23.73	5.79	0.00	13.96	3.32	0.00

Tableau.III.23. Calcul des sections d'armatures longitudinales.

Condition de non fragilite		Section d'armature choisies			
As1	A's2	A tendu	Acompr	A tendu	Acompr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.50	1.50	7 HA 12	0.00	7 HA 12	7 HA 12
		7.92	/	7.92	7.92

Tableau.III.24. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes

Sections d'armatures de répartition calculées				Section d'armature de répartition choisies			
A rep tendu	A rep compr	A rep tendu	A rep compr	A choix tendu	A choix compr	A choix tendu	A choix compr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.98	0.00	1.98	1.98	5 HA 10	0.00	5 HA 10	5 HA 10
				3.93	0.00	3.93	3.93

Vérification de l'espacement entre les aciers en travée et appui:

- ✓ **Armatures longitudinal :**

St = 15 cm$N_b = \frac{100}{15} = 7$

L'espacement minimal : S_{pmin}=2.5cm

L'espacement maximal : Stmax ≤ Min[3h,33cm]

St max ≤ Min[45,33cm] =S tmax = **33 cm**

$2.5cm \leq S_t = 15\ cm \leq 33\ cm$ …… **CV**

- ✓ **Armatures de répartitions :**

St = 20 cm$N_b = \frac{100}{20} = 5$

L'espacement minimal:S_{pmin}=2.5cm

L'espacement maximal: Stmax ≤ Min[4h,45cm]

St max ≤ Min[80,45cm] =S tmax = **45 cm**

$2.5cm \leq S_t = 20\ cm \leq 45\ cm$ …… **CV**

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$

Avec :Vu = 28.94 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{28.94 \times 10^3}{1000x125} = 0.23$ MPa

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right] = 3.33$MPa(la fissuration est peu nuisible)

donc : $\tau_u = 0.23\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa$…… **CV**

III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau III.25. Vérification des contraintes à ELS

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN. m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	7.92	4.39	10633.88	17.12	0.161	7.07	15	vérifiée
En appuis	7.92	4.39	10633.88	10.07	0.094	4.16	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.8. Vérification de la flèche : [Art B.6.5.3]

$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{3.95} = 0.038 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{17.12}{20 \times 10.07} = 0.085$…… CNV

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{7.92}{100 \times 12.5} = 0.0063 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …… CNV

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que $\Delta f \leq \bar{f}$ **annexe 07** :

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7.90$

Tableau III.26 Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier

f barr cm	y cm	i0 cm4	σs Mpa	ρ	u	λi	λv	ifi cm4
0.79	8.41	31347.34	174.68	0.006336	0.437	3.31	1.33	14084.46
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f adm mm	Δf<f adm
21833.85	32164.20	10721.40	5.90	11.41	0.55	5.51	7.9	cv

Conclusion :

La condition de la flèche est vérifiée.

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux,

Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

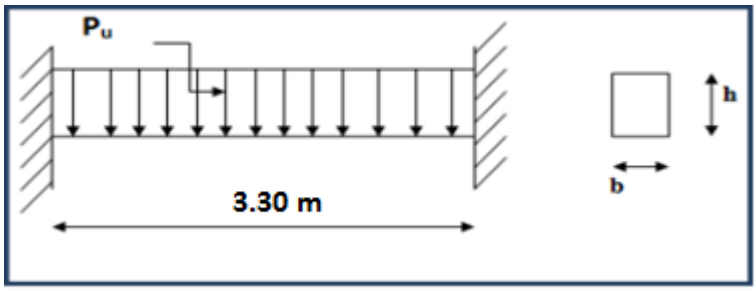


Figure III.16. Dimensionnement de la poutre palière.

III.4.4.1. Pré dimensionnement :

La longueur de la poutre : L =3.30 m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => 22 cm ≤ h ≤ 33cm on prend h=35 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h =>10.5cm ≤ b ≤ 24.5 cm on prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 35)cm^2.

III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm ≥ 20cm …… CV

h = 35cm ≥ 30cm …… CV

$\frac{h}{b}$ = 1.16 < 4 …… CV

III.4.4.3. Evaluation des charges :

Réaction d'escalier : R_u = 28.94 KN ; R_{ser} = 20.89 KN ;

Donc :

ELU : $P_u = 2* R_u / L = 2*28.94 / 3.30 = 17.54$ KN/ml

ELS: $P_{ser} = 2* R_u / L = 2*20.89 / 3.30 = 12.66$ KN/ml.

- **Les efforts :**

Le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis,

La méthode R.D.M. donné **:**

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{pl}{2}$

Moment fléchissant : $M_a = M_b = \frac{pl^2}{12}$; $M_t = \frac{pl^2}{24}$

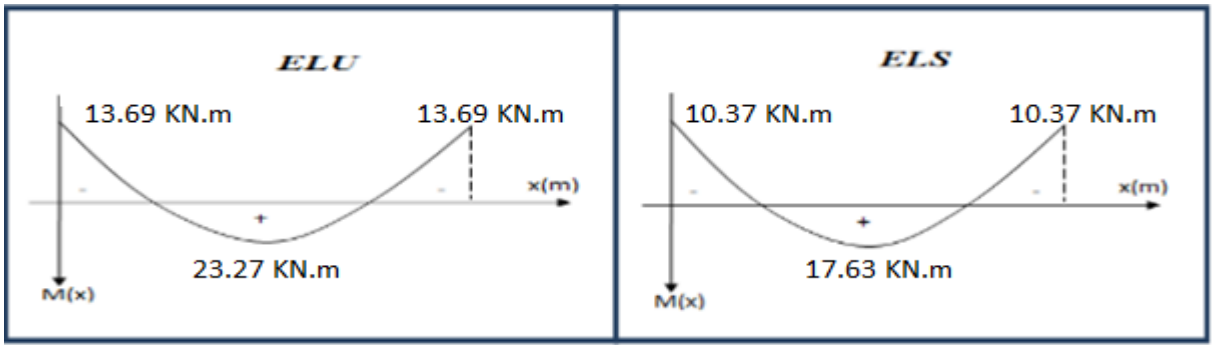


Figure III.17. Diagramme de moment (ELU.ELS)

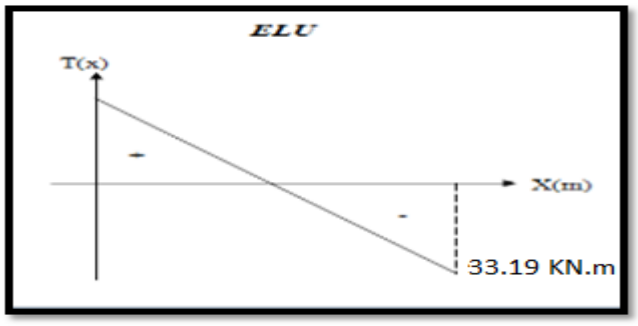


Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

Tableau III.27. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

	$\mathbf{M_0}$ (KN.m)	$\mathbf{M_t}$ (KN.m)	$\mathbf{M_a}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
ELU	27.38	23.27	-13.69	33.19
ELS	20.74	17.63	-10.37	-

III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière :

Tableau III.28. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

h	b	M travée	A tendu	Acompr	M appui	A tendu	Acompr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	23.27	2.11	0.00	17.63	1.23	0.00

Tableau III.29. Sections d'armatures choisies de la poutre palière

Escalier			Sections d'armatures choisies			
h	b	Amin	A tendu	Acompr	A tendu	Acompr
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	1.05	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
			3.39	3.39	3.39	3.39

III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$ =15 MPa$\overline{\sigma_s}$=201.63 MPa

Tableau III.30. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travées	3.39	8.94	$3.5x10^5$	13.69	0.049	3.80	174.13	39.25	vérifiée
En appuis	3.39	8.94	$3.5x10^5$	10.37	0.029	1.40	179.4	17.94	vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A.6.4.2]

Les étapes de calcule dans**annexe 5**

Tableau III.31. Détermination des Armatures transversaleset vérification de l'effort tranchant

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	St_N	St_C	$\overline{S}_{t_N}$	$\overline{S}_{t_C}$	ϕ_t	A_t
33.19	0.34	2.5	CV	7	15	8.75	29.25	8	3HA8=1.51

III.4.4.7. Vérification solen RPA 99 V 2003 :[Art 7.5.2.1]

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*35 = 5.25cm^2≤ ΣA = 6.78 cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*35 = 42 cm^2 …..... **CV**

III.4.4.8. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b_0.a$

a = min [b-c-2 = 25.5; 0.9*d =29.25] = 25.5cm

V_u = 33.19 KN ≤ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*300*255 = 510 KN …..……..... **CV**

As =3.39 cm^2≥ $\frac{Vu*\gamma_s}{f_e} = \frac{33.19\times10^3\times1.15}{400}$ = 0.95 cm^2……..…**CV**

III.4.4.9. Vérification au voisinage de l'appui :

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*33.19}{300*255}$ *10^3= 0.88 MPa

$\overline{\sigma_m} = 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8*25}{1.15}$ = 17.39 MPa

σ_m = 0.88MPa ≤ $\overline{\sigma_m}$ = 17.39 MPa ……..... **CV**

- **Appui intermédiaire :**

Mu = 23.27 kN.m > 0,9. d.Vu= 9.71 KN.m.....**CV**

Aucun prolongement à faire.

III.4.4.10. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{……..……..…...}\textbf{(CV)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 \geq \frac{17.63}{10 \times 20.74} = 0.085 \text{……..……....}\textbf{(CV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{……..}\textbf{(CV)}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée

III.5. Les dalles pleines :

III.5.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.2. Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que Σ $travaux$ = 0, voir **annexe 8.**

Et pour le calcul des moments à l'ELS par la méthode de forfaitaire. Voir **annexe 9**

III.5.3. Evaluation des sollicitations :

Tableau III.32 Evaluations des sollicitations

	G (KN/m²)	**Q (KN/m²)**	**q_u**	**q_s**
Terrasse	7.35	1	11.423	8.350
Etage courant habitation	6.91	1.5	11.579	8.410
Etage courant habitation (balcon)	6.91	3.5	14.579	10.41
Etage courant commerce	6.91	2.5	13.079	9.41

On choisit la sollicitation la plus défavorable pour l'étages courant habitation avec balcon.

$$\begin{cases} q_u = 14.579 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 10.410 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.5.4. Les déférents types des dalles pleines :

III.5.4.1. 1er type : (dalle triangulaire reposant sur 3 appuis)

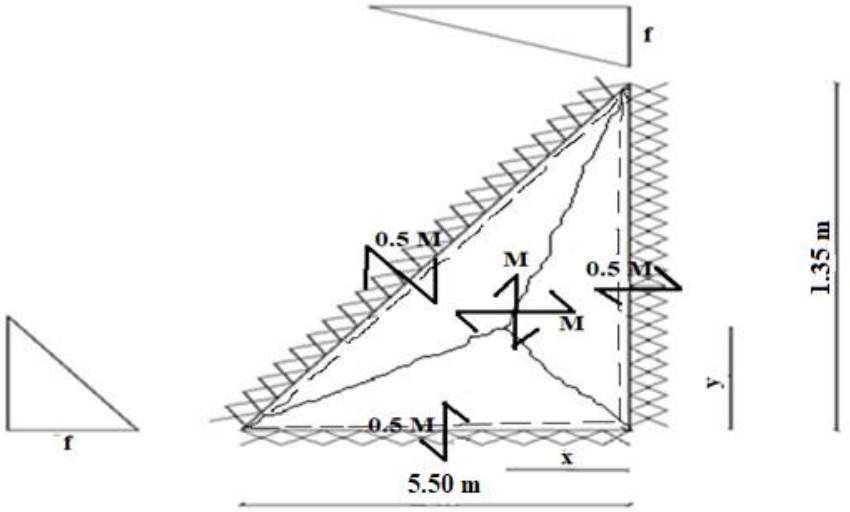


Figure III.19. Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis (type 1)

Tableau III.33. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$T_{ext} = 1.24\ q\ f$	$T_{int} = M\ f \left(\frac{2.025}{y} + \frac{8.25}{x} + \frac{1.35}{2.75-y} + \frac{5.50}{0.68-x}\right)$

III.5.4.2. Calcul des moments :

TableauIII.34. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = \frac{M}{1.24}\left(\frac{2.025}{y} + \frac{8.25}{x} + \frac{1.35}{2.75-y} + \frac{5.50}{0.68-x}\right)$	$M_0 = (P_s L^2_x)/8$	
$q_u = 14.579$ KN	$P_s = 10.410$ KN/m^2	
y = 1.514 m x = 0.372 m	$\rho = 0.245$	$M_0 = 2.37$
q =34.553 Mu Mu=0.029 q	$M_{tx} = (P_s L^2_x)/10 = 0.8\ M_0$ $M_{ax} = (-P_s L^2_x)/16 = -0.5\ M_0$	
Mux = Muy = 0.422KN.m Max = May = -0.5*0.422= 0.211KN.m	$M_{tx} = 0.80 \times 2.37 = 1.90$ KN.m $M_{ax} = -0.5 \times 2.37 = -1.19$ KN.m	

III.5.4.3.2^{eme} type : (dalle reposant sur 4 appuis)

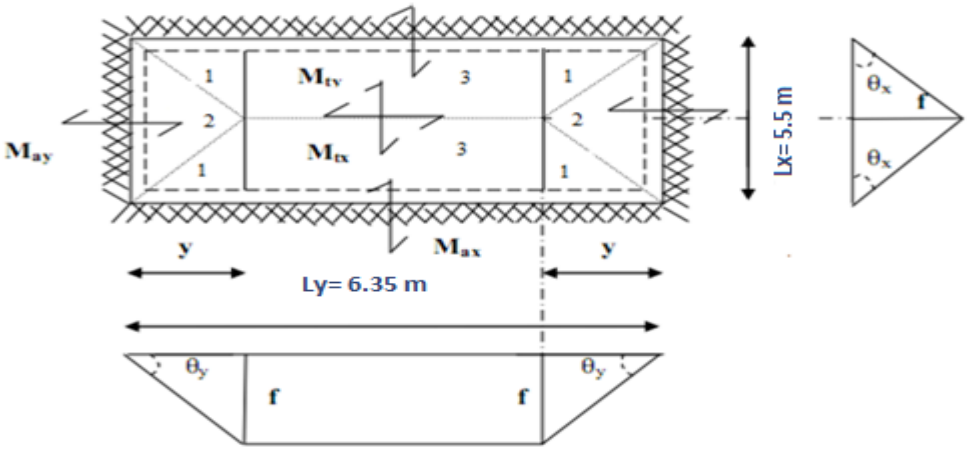


Figure III.20. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 4 appuis (type 2)

Tableau III.35. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (17.463 - 1.834\ y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{16.50}{y} + 6.92)$

III.5.4.4. Calcul des moments :

Tableau III.36. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\ (\frac{(\frac{16.50}{y}+6.92)}{17.463 - 1.834\ y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$q_u = 14.579$ KN	$P_s = 10.410$ KN/m^2	
y = 2.94 m	ρ = 0.866	$\mu_x = 0.0561$ $\mu_y = 0.8004$
q = 1.039 Mu Mu=0.963 q	$M_x = 0.0561x\ 10.41x\ (5.5)^2 = 17.67$ KN.m $M_y = 0.8004 \times 17.67 = 14.14$ KN.m	
Mux = Muy =0.963x14.579=14.04KN.m Max = May = -0.5x 14.04 = -7.02 KN.m	$M_{tx} = 0.85 \times 17.67 = 15.02$ KN.m $M_{ty} = 0.85 \times 14.14 = 12.02$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times 17.67 = -5.30$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 17.67 = -8.83$ KN.m	

III.5.4.5. 3éme type : (dalle reposant sur 3 appuis)

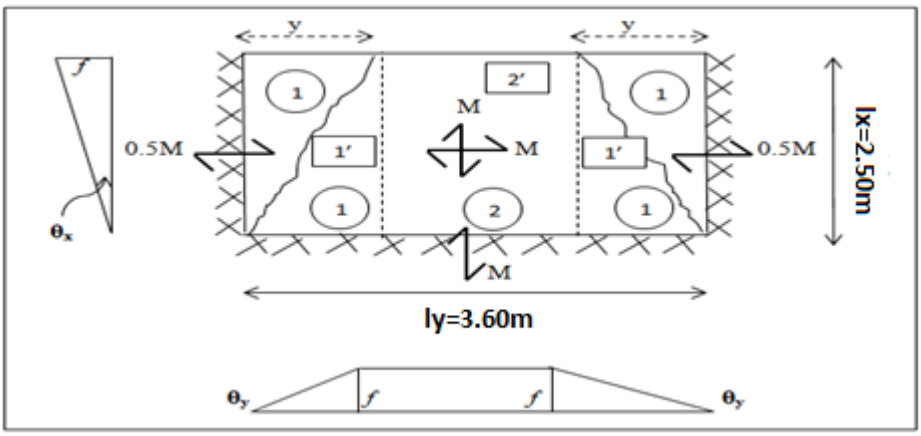


Figure III.21. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis (type 3)

Tableau III.37. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (4.5 - 0.833y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{7.50}{y} + 0.8\ y + 0.72)$

III.5.4.6. Calcul des moments :

Tableau III.38. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\ (\frac{\frac{7.50}{y} + 0.8\ y + 0.72}{4.5 - 0.833y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
q_u= 14.579 KN	P_s = 10.410 KN/m^2	
y = 1.71 m	ρ = 0.69	μ_x = 0.0755 μ_y = 0.5704
q = 2.11Mu Mu=0.474 q	M_x = 0.0755x 10.41x $(2.5)^2$ = 4.77 KN.m M_y = 0.5704 x 4.77 = 2.72 KN.m	
Mux = Muy =0.474x14.579= 6.91 KN.m Max = May = -0.5 x 6.91 = -3.46KN.m	M_{tx} = 0.85 x 4.77 = 4.05 KN.m M_{ty} = 0.85 x 2.72 = 2.31 KN.m $M_{ax} = M_{ay}$ = - 0.3 x 4.77 = -1.43 KN.m $M_{ax} = M_{ay}$ = - 0.5 x 4.77 = - 2.39KN.m	

III.5.5. Calcul du ferraillage :

1) A l'ELU :

b=100cm, c = c' = 2.5 cm, h= ep= 15cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

Tableau III.39. Résultats de ferraillage à ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	14.04	0.063	0.967	C.V	0	3.34	1.5	C.V	**5HA10 = 3.93**
	Y	14.04	0.075	0.961	C.V	0	3.65	1.5	C.V	**5HA10 = 3.93**
En Appuis	**X**	7.02	0.032	0.984	C.V	0	1.75	1.5	C.V	**5HA10 = 3.93**
	Y	7.02	0.032	0.984	C.V	0	1.90	1.5	C.V	**5HA10 = 3.93**

Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{5}$= 20cm ≤ Min (3h= 45cm; 33cm) = 33cm …….... **CV**

$S_a = \frac{100}{5}$= 20cm ≤ Min (4h= 60 cm ; 45cm) = 45cm ……..…...…….……..... **CV**

Vérification A L'ELS :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En Travée	**X**	15.02	3.93	0	3.29	6187.42	7.70	**15**	**CV**
	Y	12.02	3.93	0	3.14	5151.96	7.43		**CV**
En Appuis	**X**	8.83	3.93	0	3.29	6187.42	4.53	**15**	**CV**
	Y	8.83	3.93	0	3.14	5151.96	5.46		**CV**

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5}$= 1.17MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x}$= 27.976 KN $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} = \frac{27.976 \times 10^3}{1000*125}$ = 0.224

τ_{ux} = 0.224 MPa≤ $\overline{\tau_u}$ = 1.17MPa …… **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y} = 26.728KN$ $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} = \frac{26.728 \times 10^3}{1000*115} = 0.223$

$\tau_{ux} = 0.223$ MPa$\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa …… **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{550} = 0.027 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{15.02}{20 \times 17.67} = 0.043$ ..…….....…..... **CNV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.93}{100 \times 12.5} = 0.0031 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..……...…..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.93}{100 \times 11.5} = 0.0035 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..……...…..... **CV**

Commentaire :

Puisqu'il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.**Annexe 04**

$\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$ Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{5500}{500} = 10.50$

Tableau III.41. Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier

f barr cm	y cm	i0 cm4	σs Mpa	ρ	u	λi	λv	ifi cm4
1.05	7.87	29109.34	286.75	0.003417	0.390	6.15	2.46	9435.68
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f baar mm	Δf<f barr
16358.47	32164.20	10721.40	11.98	20.73	0.88	8.75	10.5	cv

Conclusion :

La condition de la flèche est vérifiée.

III.6. La dalle machine :

III.6.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface S=**4.11m^2.**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi

qu'son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- ✓ Le moteur (machine).
- ✓ Dalle supportant la machine.
- ✓ Cabine d'ascenseur.

III.6.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

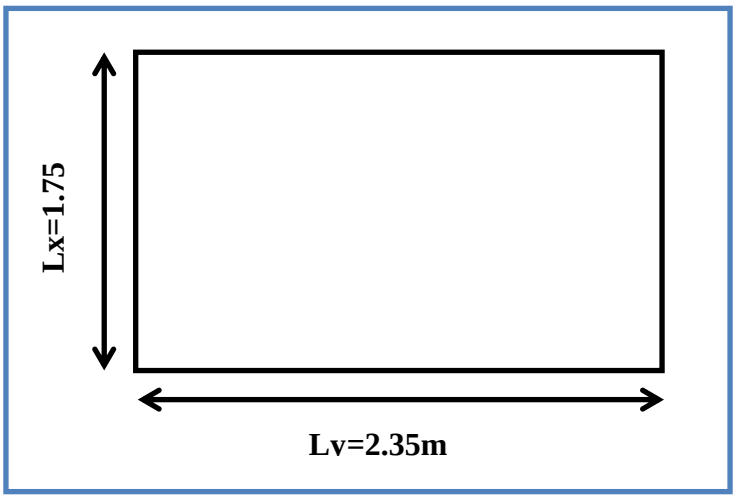


Figure III.22. Dimensions de la dalle machine

On doit vérifier deux conditions :

1) Résistance à la flexion :

$\frac{L_x}{45} \leq ep \leq \frac{L_x}{40}$; $\frac{175}{45} = 3.88cm \leq ep \leq \frac{175}{40} = 4.375cm$ on prendre : **ep=4cm**

2) Condition de L'E.N.A.S.C :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm.

Donc : on prend **ep=25cm.**

III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.6.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.42. Évaluation des charges permanentes

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
8	Plancher (dalle pleine)	0,25	25	6.25

Poids de la machine supporté :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

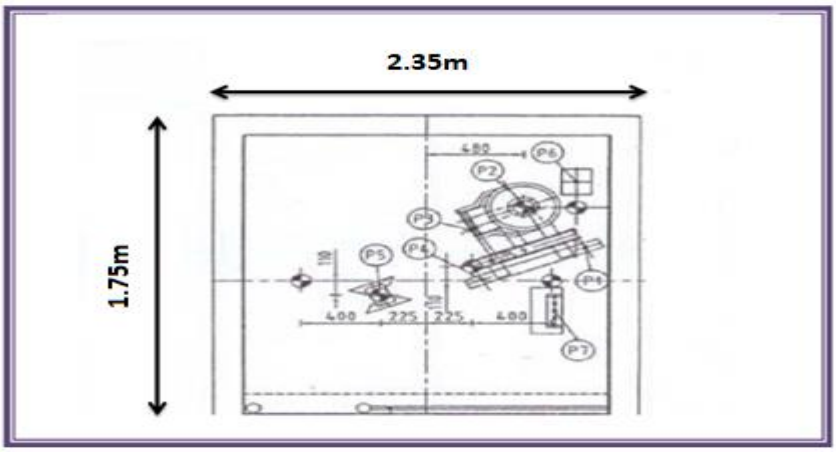


Figure.III.23. Poids appliqués sur la dalle machine.

Tableau III.43. Poids de la machine

P (KN)						
P1	*P2*	*P3*	*P4*	*P5*	*P6*	*P7*
45	35	70	90	125	100	23

$q = \frac{\sum P_i}{S} = 118.735\ KN/m^2$; $G_{tot} = 6.25 + 118.735 = 124.985 KN/m^2$

III.6.3.2. Charges d'exploitations :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : $Q=5KN/m^2$

III.6.3.3. Détermination des charges de la dalle :

Tableau III.44. Détermination des charges de la dalle

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_s (KN/m^2)
124.985	5	176.229	129.985

III.6.4. Calcul des sollicitations :

Méthode de calcul : Les étapes de calcule dans **annexe 8** et **annexe 9**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.75}{2.35} = 0.745 \geq 0.4$$

Donc : La dalle travaillant suivant deux directions.

III.6.4.1. Méthode des lignes de rupture :

Tableau III.45. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (2.06 - 0.38\ y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{5.26}{y} + 8.06)$

III.6.4.2. Calcul des moments :

Tableau III.46. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\ (\frac{\frac{5.26}{y}+8.06}{2.06 - 0.38\ y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2_x$ $M_y = \mu_y\ M_x$	
q_u= 176.229KN	P_s = 129.985 KN/m^2	
y = 0.99 m	ρ = 0.745	μ_x = 0.0690 μ_y = 0.6381
q = 9.04Mu Mu=0.11 q	M_x = 0.0690x 129.985x (1.75)^2 = 26.62 KN.m M_y= 0.6381 x 26.62 = 16.99 KN.m	
Mux = Muy =0.11x176.229=19.51KN.m Max = May = -0.5*19.51 = -9.75KN.m	M_{tx} = 0.75 x 26.62 = 19.97 KN.m M_{ty} = 0.75 x 16.99 =12.74 KN.m M_{ax}= M_{ay} = - 0.5 x 19.97= -13.31 KN.m.m	

III.6.5. Le ferraillage (flexion simple) :annexe 05

b=100cm, c= c'= 2.5cm, h=ep= 25cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa;

Tableau III.47. Résultats de ferraillage ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A_{fin} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	19.51	0.027	0.986	CV	0	2.70	2.5	CV	2.70	**5HA10 = 3.93**
	Y	19.51	0.030	0.985	CV	0	1.32	2.5	CNV	2.50	**5HA10 = 3.93**
En Appuis	**X**	-9.75	0.014	0.993	CV	0	2.25	2.5	CNV	2.50	**5HA10 = 3.93**
	Y	-9.75	0.015	0.993	CV	0	1.31	2.5	CNV	2.50	**5HA10 = 3.93**

- **Vérification de l'Espacement :**

$S_t = \frac{100}{5}$ = 20 cm ≤ Min (3h= 75cm; 33cm) = 33cm …….…….... **CV**

$S_a = \frac{100}{5}$ = 20 cm ≤ Min (4h= 100cm ; 45cm) = 45cm ……..…..…….……..... **CV**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.48. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ ()	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En Travée	**X**	19.97	3.93	0	4.59	22132.69	4.15	**15**	**CV**
	Y	12.74	3.93	0	4.48	20073.84	2.84		**CV**
En Appuis	**X**	-13.31	3.93	0	4.59	22132.69	2.76	**15**	**CV**
	Y	-13.31	3.93	0	4.48	20073.84	2.97		**CV**

III.6.5.1. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{175} = 0.14 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{19.97}{20\ x\ 26.62} = 0.037$..…….....…..... **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.93}{100\ x\ 22.5} = 0.0017 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$...……...…..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.93}{100\ x\ 21.5} = 0.0018 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$.....……...…..... **CV**

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.17$MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x} = 112.36$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{112.36\ x\ 10^3}{1000\ x\ 225} = 0.49$MPa

$\tau_{ux} = 0.49$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa ……. **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} = 112.36$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{112.36x\ 10^3}{1000\ x\ 215} = 0.52$MPa

$\tau_{ux} = 0.52$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa ……..…… **CV**

III.6.6. Vérification de non poinçonnement :

$P_u \leq 0.045\ U_c.\ h.\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : $P_u = Max\ (P_1 ; P_2 ; P_3 ; P_4 ; P_5 ; P_6 ; P_7) = P_5$; **$P_u = 125$ KN**

$U_c = 2(U+V)$; $U_c = 2a + 2b + 4h + 8e$; $(a = b = e = 0)$

Donc : $U_c = 4h = 100cm$

$P_u = 125KN \leq 0.045\ (1000)\ (250)\ \frac{25}{1.5} = 187.5$ KN …….....…… **CV**

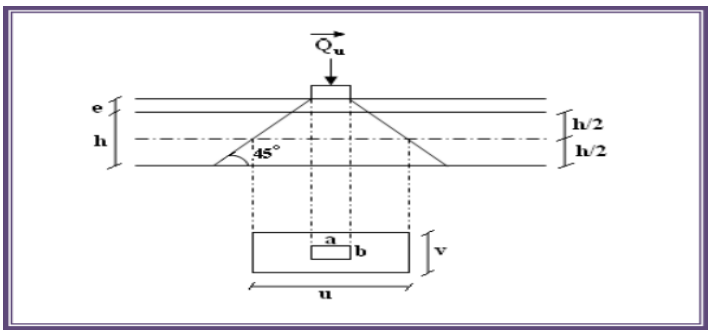


Figure.III.24. Vérification de non poinçonnement.

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.2.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit : **[Art 3.1]**

Dans notre cas le projet et situé dans une zone de forte sismicité Zone III

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social. **[Art 3.2]**

Dans ce projet, on a ouvrages de grande importance. **Groupe 2**

IV.2.3. Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site Meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide. **[Art 3.3]**

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

IV.3.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse (G) sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- **W_i :** Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;
- **X_i et Y_i :** Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;
- **X_G et Y_G :** Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global ;

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **I_x et I_y :** Les inerties suivants les axes **x** et **y** respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile) ;
- **X_i et Y_i :** Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi ;
- **X_T et Y_T :** Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n\ I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30\,n^2} - \frac{1}{30\,n^3}\right)\frac{20}{11}$ ….. Si $n \leq 11$

$a_n = 1$ Si $n > 11$

I : Inertie totale du refend.

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2\,c}{\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}}$$

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

2c : Distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : Demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w\,H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0 : Hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3\,i\,l\,c}{I_0\,m\,.a^3\,.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3\,I\,H}\left[2\left(\frac{i\,c^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: Hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de 'α' et 'ξ ' qui vaut :

$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2\,\text{ch}\,\alpha}$ Si $\xi = 0$

Avec :$\xi = \frac{X}{H}$ Si $0 < \xi < 1$

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \operatorname{ch}\alpha}.\operatorname{sh}\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\operatorname{ch}\alpha\xi}{\operatorname{ch}\alpha}$$

Remarque : Si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

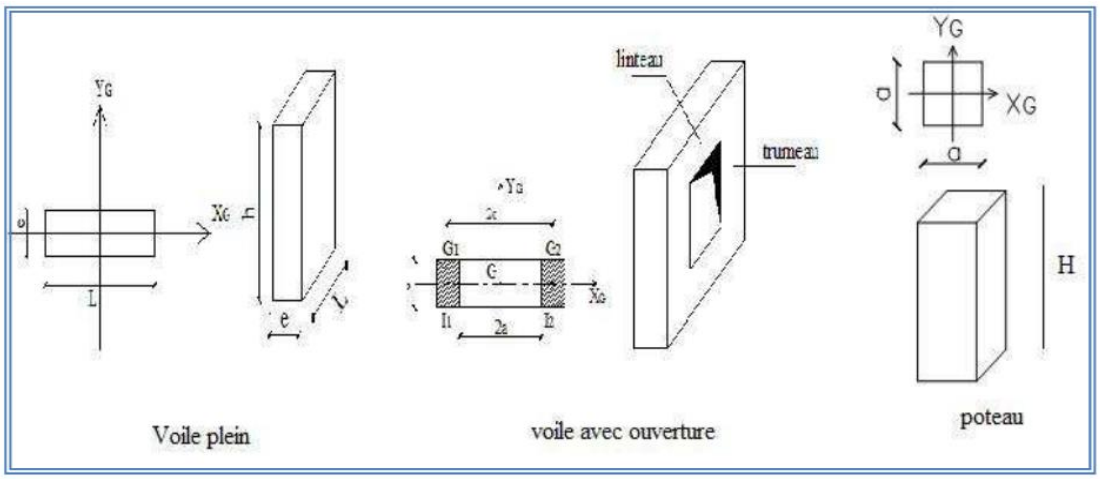


Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux

IV.3.3. Disposition des voiles :

IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) :

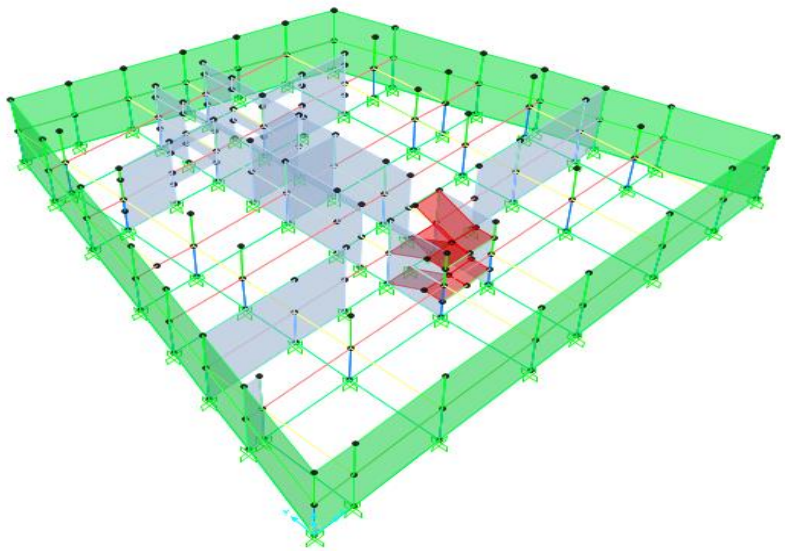


Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)

IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

- **1^{ér} disposition (voile de contreventement):**

Tableau IV.1. Les 3 modes du 1^{ér} disposition des voiles

Les modes	1^{ér} mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Période (sec)	3.45	2.96	1.42
Rotation (%)	85.96	0.85	5.86

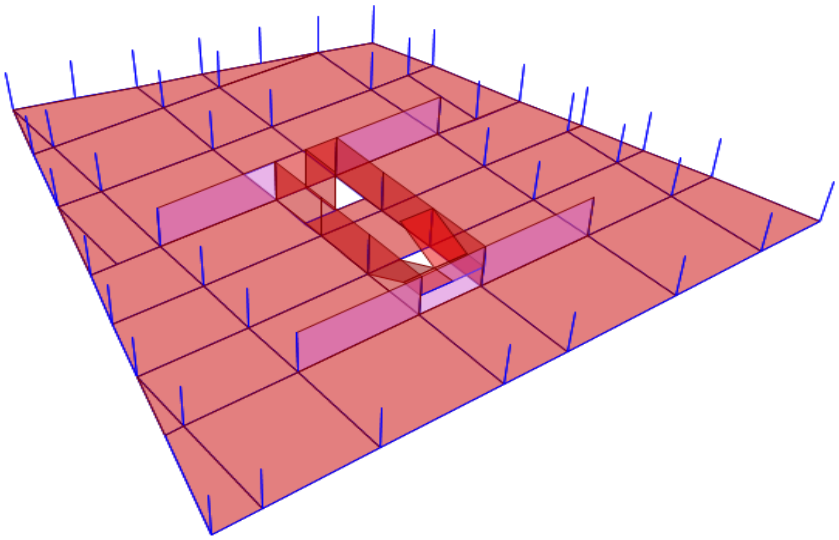


Figure IV.3. 1^{ér} disposition des voiles

- **2^{éme} disposition :**

Tableau IV.2. Les 3 modes du 2^{éme} disposition des voiles

Les modes	1^{ér} mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Période (sec)	4.26	2.84	1.98
Rotation (%)	80.95	24.62	1.52

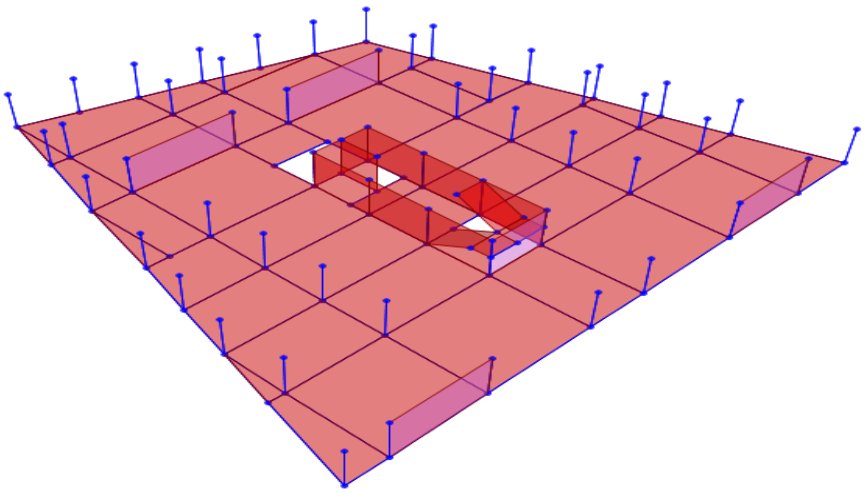


Figure IV.4. 2^{éme} disposition des voiles

- **3^{éme} disposition :**

Tableau IV.3. Les 3 modes du 3$^{éme\ r}$ disposition des voiles

Les modes	1^{ér} mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Période (sec)	3.98	2.04	0.89
Rotation (%)	70.89	34.	10.84

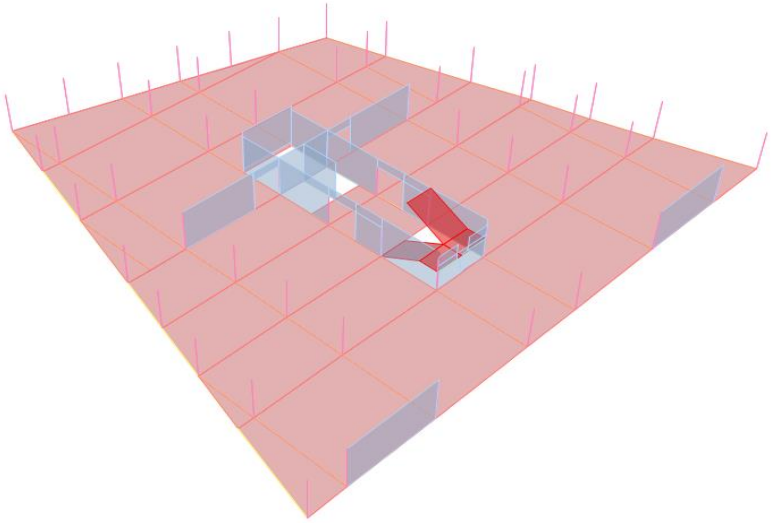


Figure IV.5. 3^{éme} disposition des voiles

- **4^{éme} disposition :**

Tableau IV.4. Les 3 modes du 4^{éme} disposition des voiles

Les modes	1^{ér} mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Période (sec)	1.58	0.75	0.48
Rotation (%)	60.84	15.95	26.52

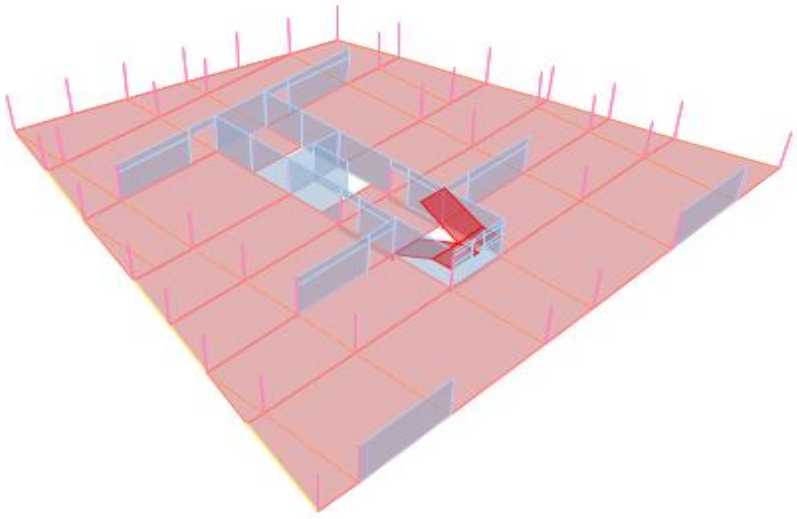


Figure IV.6. 4^{éme} disposition des voiles

- **5éme disposition :**

Tableau IV.5. Les 3 modes du 5éme disposition des voiles

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.872	0.600	0.492
Rotation (%)	0.099	0.632	55.65

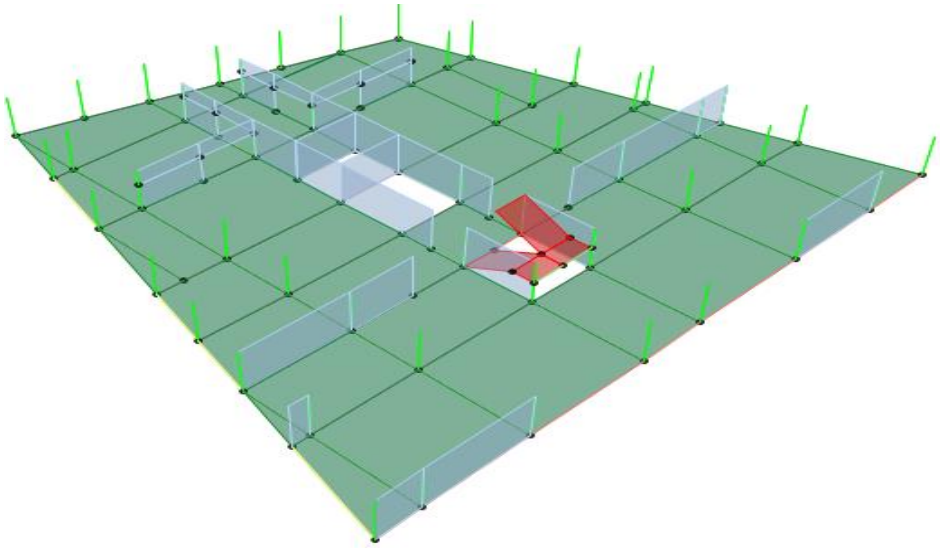


Figure IV.7. 5éme disposition des voiles (disposition finale)

Remarque : On adopte pour cette disposition et la disposition finale vu sa période.

IV.3.3.3. Calcul de centre de masse etcentre de torsion :

Tableau IV.6.Centre de masse et centre de torsion

Niveau		Masse et centre de Masse		Inertie et centre de Torsion	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
3.06	14738.649	16.567	13.035	15.153	8.480
6.12	13798.989	16.771	12.998	14.562	8.590
9.36	10832.092	16.407	13.106	15.515	9.710
12.60	11006.695	16.183	14.069	15.584	10.081
15.84	10876.745	16.177	14.068	15.609	10.340
19.08	10876.745	16.177	14.068	15.623	10.549
22.32	10745.381	16.172	14.058	15.632	10.721
25.56	10630.103	16.166	14.062	15.639	10.868
28.80	10630.103	16.166	14.062	15.643	10.997
32.04	10513.756	16.160	14.056	15.647	11.113
35.28	10401.730	16.155	14.055	15.650	11.220
38.52	10401.730	16.155	14.055	15.653	11.321
41.76	10395.441	16.157	14.053	15.655	11.420
45.00	7530.044	16.060	13.982	15.657	11.518

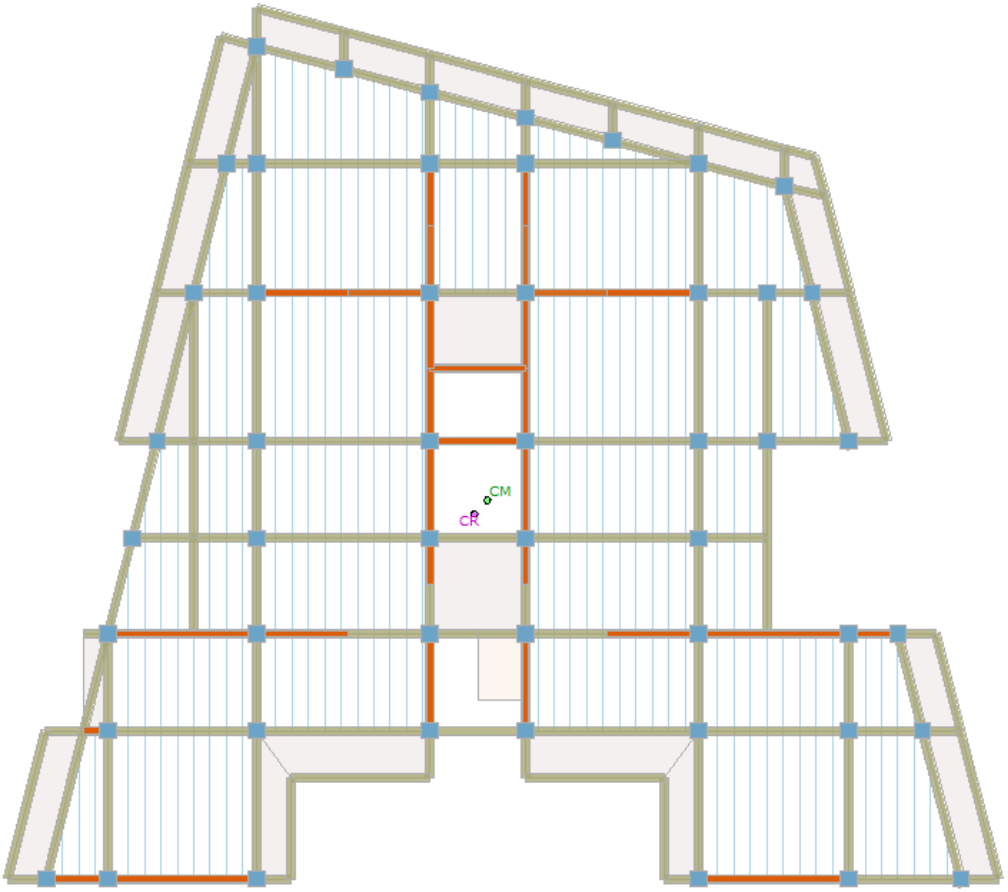


Figure IV.8. La disposition du centre de masse et centre de torsion

IV.3.4. Calcul d'excentricité :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. **[Art 3.5.1.a]**

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 33.50 m
Largeur du bâtiment = 30.90 m

IV.3.4.1. Excentricité admissible :

Excentricité suivant $e_{x\,adm}$ = 15 %. Lx = 5.03 m
Excentricité suivant $e_{y\,adm}$ = 15 %. Ly = 4.64 m

IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.7. Calcule d'excentricité théorique

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq$ 15% L_x	$e_y \leq$ 15% L_y
3.06	1.339	0.263	5.03	4.64	Ok	Ok
6.12	2.037	0.047	5.03	4.64	Ok	Ok
9.36	0.836	1.098	5.03	4.64	Ok	Ok
12.60	0.554	1.950	5.03	4.64	Ok	Ok
15.84	0.528	1.750	5.03	4.64	Ok	Ok
19.08	0.517	1.549	5.03	4.64	Ok	Ok
22.32	0.505	1.355	5.03	4.64	Ok	Ok
25.56	0.494	1.200	5.03	4.64	Ok	Ok
28.80	0.490	1.051	5.03	4.64	Ok	Ok
32.04	0.482	0.904	5.03	4.64	Ok	Ok
35.28	0.474	0.773	5.03	4.64	Ok	Ok
38.52	0.473	0.643	5.03	4.64	Ok	Ok
41.76	0.473	0.509	5.03	4.64	Ok	Ok
45.00	0.375	0.302	5.03	4.64	Ok	Ok

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

IV.3.4.3. Excentricité accidentelle :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :**[Art 4.2.7]**

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\mathbf{E_X = 0.05\ L_x}$$

$$\mathbf{E_Y = 0.05\ L_y}$$

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : L_x= 33.50 m donc : E_x= 1.675 m

Largeur du bâtiment : L_y= 30.90 m donc : E_y= 1.545 m

IV.3.4.4. Effets de la torsion accidentelle :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.**[Art 4.3.7]**

Tableau IV.8. Calcule d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	$Ex_{Théor}$ (m)	Ex_{ACC} (m)	$Ex_{Théor} \pm Ex_{ACC}$ (m)		$Ey_{Théor}$ (m)	Ey_{ACC} (m)	$Ey_{Théor} \pm Ey_{ACC}$ (m)	
3.06	1.339	1.675	3.014	0.336	0.263	1.545	1.808	1.282
6.12	2.037	1.675	3.712	0.362	0.047	1.545	1.592	1.498
9.36	0.836	1.675	2.511	0.839	1.098	1.545	2.643	0.447
12.6	0.554	1.675	2.229	1.121	1.950	1.545	3.495	0.405
15.84	0.528	1.675	2.203	1.147	1.750	1.545	3.295	0.205
19.08	0.517	1.675	2.192	1.158	1.549	1.545	3.094	0.004
22.32	0.505	1.675	2.18	1.17	1.355	1.545	2.900	0.190
25.56	0.494	1.675	2.169	1.181	1.200	1.545	2.745	0.345
28.8	0.490	1.675	2.165	1.185	1.051	1.545	2.596	0.494
32.04	0.482	1.675	2.157	1.193	0.904	1.545	2.449	0.641
35.28	0.474	1.675	2.149	1.201	0.773	1.545	2.318	0.772
38.52	0.473	1.675	2.148	1.202	0.643	1.545	2.188	0.902
41.76	0.473	1.675	2.148	1.202	0.509	1.545	2.054	1.036
45.00	0.375	1.675	2.05	1.300	0.302	1.545	1.847	1.243

IV.4. Choix de la méthode de calcul:

IV.4.1. Introduction :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois suivantes selon leurs conditions d'application :

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

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Pour notre structure, la hauteur (H = 45.00 m) dépassant le 17 m, donc selon le RPA99V2003, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000 V20.2.0'.**[Art 4.1.2]**

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.3.1. Principe :

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

IV.4.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le « SAP2000.v20.0.2» est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

Avec :

a) Coefficient d'accélération A :[Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage,

Pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) A = 0.25

b) η : Facteur de correction d'amortissement :

Donné par la formule :$\boldsymbol{\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0{,}7}$Tableau 4.2

Selon RPA99v2003, remplissage dense, ξ = 7% **[Tab 4.2.]**;Donc : **η = 0.882**

c) R : coefficient de comportement :[Art 3.4.A.4.b]

Conformément à l'article [3.4.A.4.b] du RPA 99V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 3.5

- Justification du coefficient de comportement R :3.5

Tableau IV.9. Choix du coefficient de comportement suivant X en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Niveau (m)	Poids Nz (KN)	Nz Poteaux (KN)	Nz Voiles (KN)	Poids N_z (%)	N_zPoteaux (%)	Nz Voiles (%)
45.00	7725.230	5085.862	2639.368	100	65.834	34.166
41.76	17265.914	11680.494	5585.420	100	67.651	32.349
38.52	26942.833	18529.315	8413.518	100	68.773	31.227
35.28	36612.211	25371.221	11240.990	100	69.297	30.703
32.04	46966.144	33438.420	13527.724	100	71.197	28.803
28.80	56972.503	40733.842	16238.661	100	71.497	28.503
25.56	67004.808	48093.067	18911.741	100	71.776	28.224
22.32	78005.366	57266.303	20739.063	100	73.413	26.587
19.08	88373.544	65110.867	23262.677	100	73.677	26.323
15.84	98820.317	73045.679	25774.638	100	73.918	26.082
12.60	110407.449	83383.809	27023.640	100	75.524	24.476
9.36	120860.850	91237.774	29623.076	100	75.490	24.510
6.12	134456.635	73335.544	61121.091	100	54.542	45.458
3.06	149837.836	84608.624	65229.212	100	58.568	41.432

Tableau IV.10. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Niveau (m)	Poids Nz (KN)	Nz Poteaux (KN)	Nz Voiles (KN)	Poids N_z (%)	N_zPoteaux (%)	Nz Voiles (%)
45.00	7215.048	5085.862	2129.186	100	70.490	29.510
41.76	15951.132	11680.494	4270.638	100	73.227	26.773
38.52	24861.388	18529.315	6332.073	100	74.530	25.470
35.28	33772.824	25371.221	8401.603	100	75.123	24.877

32.04	43473.685	33438.420	10035.265	100	76.916	23.084
28.80	52749.673	40733.842	12015.831	100	77.221	22.779
25.56	62063.350	48093.067	13970.283	100	77.490	22.510
22.32	72481.018	57266.303	15214.715	100	79.009	20.991
19.08	82212.630	65110.867	17101.763	100	79.198	20.802
15.84	91955.365	73045.679	18909.686	100	79.436	20.564
12.60	103251.624	83383.809	19867.815	100	80.758	19.242
9.36	112863.185	91237.774	21625.411	100	80.839	19.161
6.12	125592.304	73335.544	52256.760	100	58.392	41.608
3.06	140237.861	84608.624	55629.237	100	60.332	39.668

d) Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :$Q= 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Détermination du facteur de qualité Q de la structure

		Suivant X		**Suivant Y**	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
		$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.10**	$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.10**

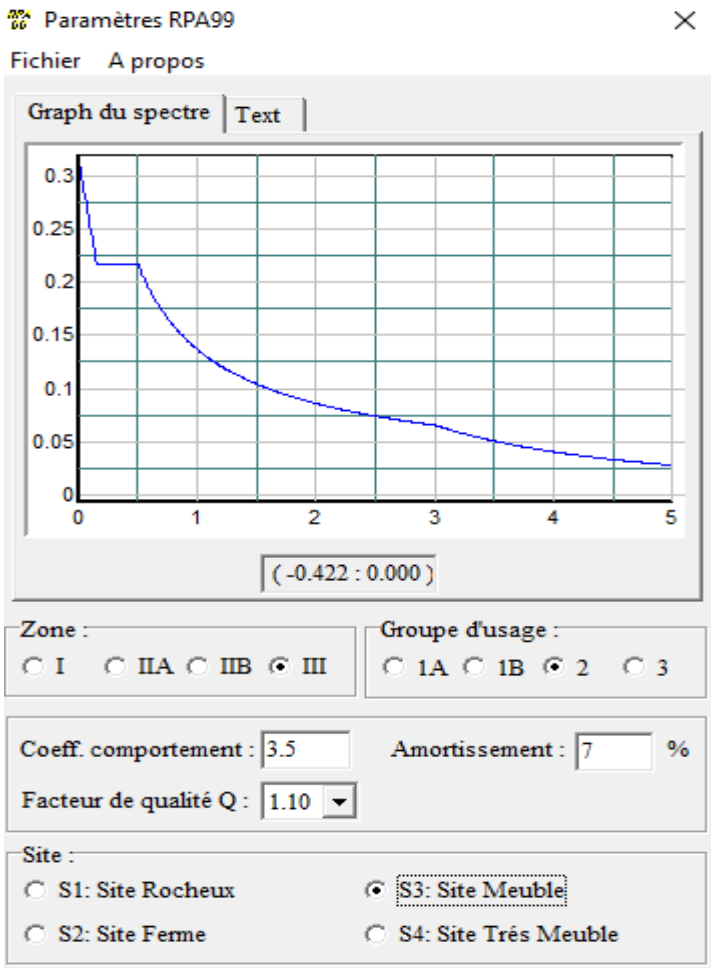


Figure IV.9. Spectre de réponse (X) et (Y)

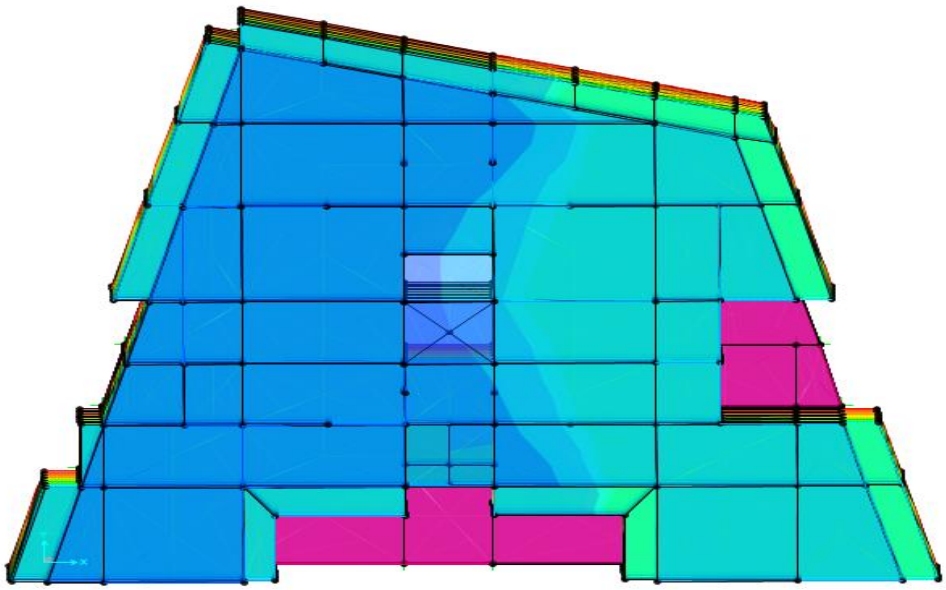
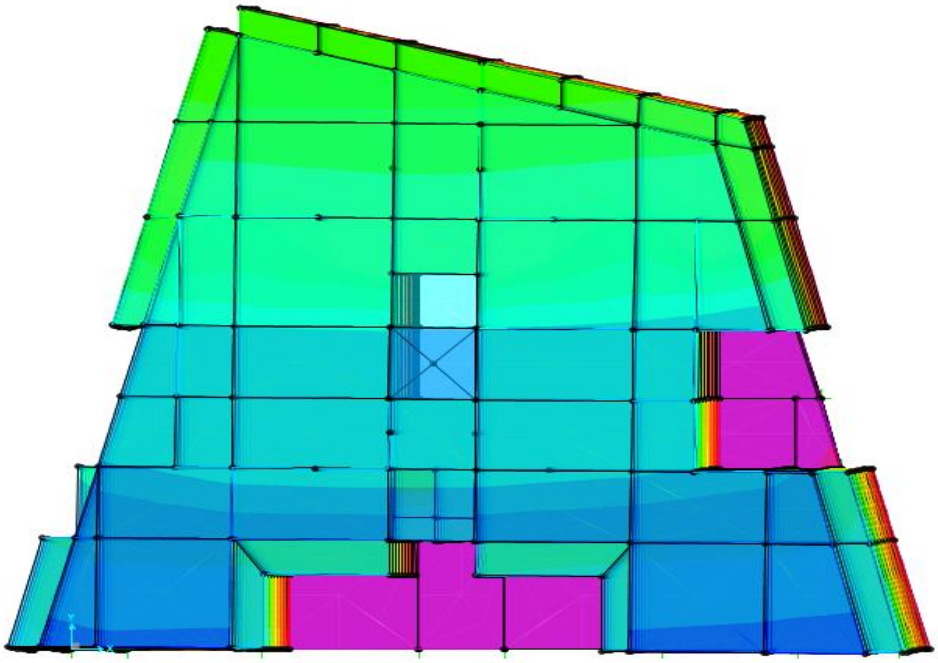
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements en tête.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification d'effort normale réduit à la base.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Tableau IV.12. Le comportement des trois premiers modes

Modes	1er mode	2éme mode	3éme mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	**0.876**	**0.600**	**0.491**

Suivant Y	
Suivant X	

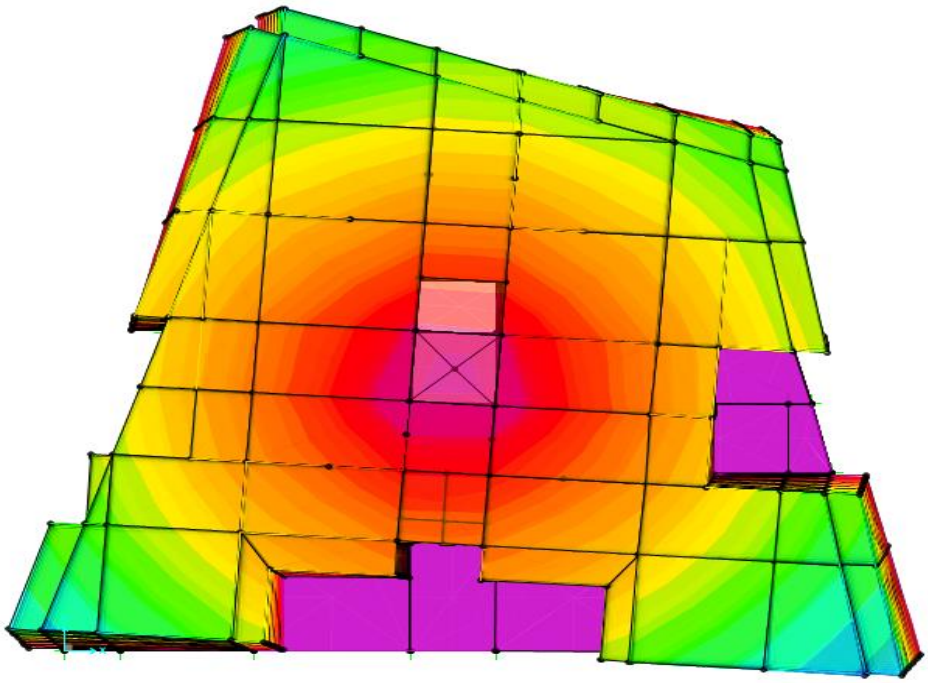
Autour de Z	

Figure IV.10. Le comportement des trois premiers modes

IV.5.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après≪RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.≫

Tableau IV.13. Vérification de participation massique**.**

Mode (i)	Période (s)	$\boldsymbol{U_x}$ (%)	$\boldsymbol{U_y}$ (%)	$\boldsymbol{R_z}$ (%)	Cumulée de $\boldsymbol{U_x}$ (%)	Cumulée de $\boldsymbol{U_y}$(%)	Cumulée de $\boldsymbol{R_z}$(%)
1	0.876	0.014	60.460	0.099	58.166	**60.534**	56.382
2	0.600	56.555	0.029	0.632	**58.152**	0.074	56.283
3	0.491	1.597	0.045	55.651	1.597	0.045	**55.651**
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
176	0.046	4.297	0.151	0.678	**91.157**	89.519	82.742
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
246	0.039	0.101	0.569	0.015	91.788	**90.550**	84.730
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
326	0.029	0.076	0.001	0.022	96.289	996.636	**90.020**
∑	**21.21**						

Commentaire : La structure adissipé plus de 90% de l'énergie stocke ou **176**modes suivant l'axe Xet **246** modes suivant l'axe Y. et **326** modes auteur de l'axe Z

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au **326** mode avec un temps égale « T=**21.21** sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4-b] ; Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$sec

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K

N =12 donc : $K \geq 3\sqrt{12} = 10.39$ on prend : K=11

$T_K = 0.1932 \leq 0.20$sec …….…… Condition Vérifiée

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base $E_d$obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 Art 4.2.6).

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_s} > 80\%$

- **Calcul de la force sismique totale : [Art 4.2.3]**

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

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

Avec :

- ✓ **A :** coefficient d'accélération de zone. **A = 0,25**
- ✓ **D :** facteur d'amplification dynamique moyen.
  - ➢ **Selon RPA version 2003 :[Art 4.2.3]**

$$D=\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\,s \\ 2.5\eta\,(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}\,(\frac{3}{T})^{\frac{3}{5}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\boldsymbol{T_2}$ **= 0,5 s**, tableau 4.7 (avec site S_3).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

T_x = 0.7s.; T_y = 0.729 s

Donc: D_x= 1.762; D_y= 1.715

- ✓ **R : coefficient de comportement global de la structure :** R =3.5
- ✓ **Q : facteur de qualité :** Q_x= 1.10 ; Q_y=1.10
- ✓ **W : poids total de la structure**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + ß_1 W_{Q1i} + ß_2 W_{Q2i}$

$\beta_1 = 0.6$ et $\beta_2 = 0.2$

Poids de la structure :**W=154487.064KN**

Tableau IV.14. Calcul de la force sismique

	Type	Fx	Fy	Fz
Edx	Max	16960.51	683.35	150.46
Edy	Max	683.21	20265.28	317.01
G+ $0.6Q_1$+$0.2Q_2$	Max	5.48E-10	-9.29E-07	153378.20

Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	A	Dx	R	Q	∑Wi (KN)	Vsx (KN)	Edx	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0.8V_s$
X	0.25	1.762	3.5	1.1	153378.20	21166.192	16960.51	0.801	Vérifiée
Y	0.25	1.715	3.5	1.1	153378.20	20706.057	20265.28	0.979	Vérifiée

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec : F_{ix} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant Y.

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = X_G \times Wi$

$Mt_y = Y_G \times Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

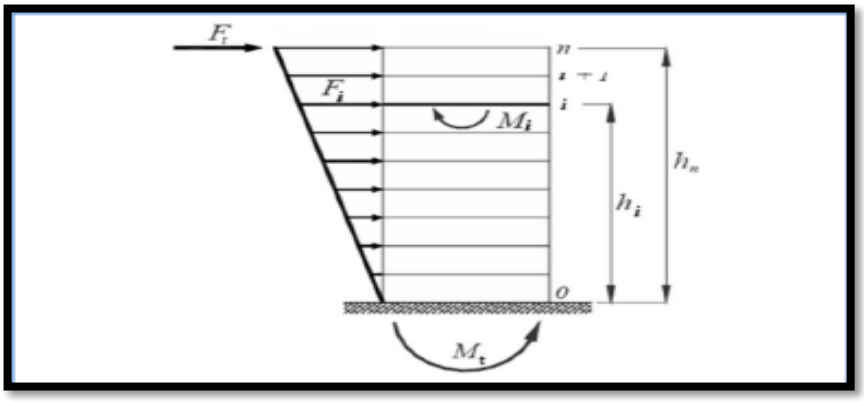


Figure IV.11. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

Distribution de la résultante des forces sismiques :[Art 4.4.1]

$$F_i = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}. (V - F_t)$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T.V \leq 0.25\,V & \text{Si T} > 0.7\text{ s} \\ 0 & \text{Si T} \leq 0.7\,s \end{cases}$$

On a: Tx = 0.70 s ≤ 0.7 s → Ft = 0 KN

Ty = 0.729 s > 0.7 s → Ft = 0.07*0.729*20706.057= 1056.63 KN

$$F_{ix} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.V_x = \alpha_x.\,V_x,\quad F_{iy} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.(V_y - F_t) = \alpha_y.(V_y - 1056.63)$$

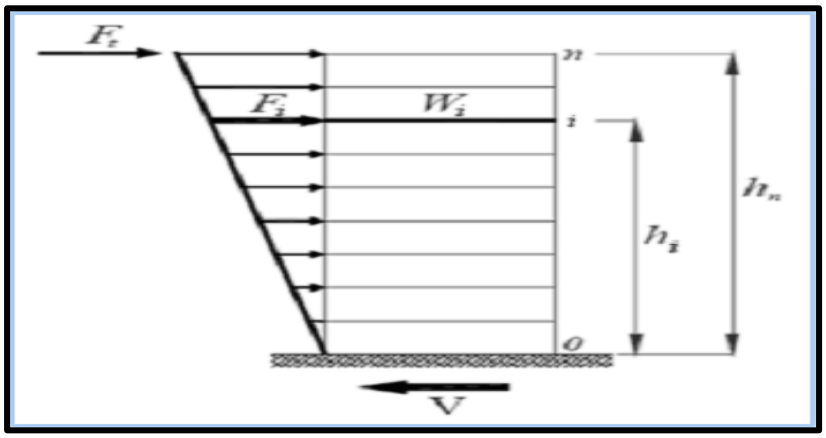


Figure IV.12. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

On a :V_X = 21166.192 KN et V_y = 20706.057KN

Tableau IV.16. Calcul du moment de renversement etla force sismique selon la hauteur

hi (m)	Wi (KN)	Wi * hi	Fi_x (KN)	Fi_y (KN)	$M_0 X_i$ (KN.m)	$M_0 Y_i$ (KN.m)
45.00	7530.04	338851.8	2146.99039	1993.1375	96614.56748	89691.18729
41.76	10395.44	434113.574	2750.57613	2553.4704	114864.0591	106632.924
38.52	10401.73	400674.64	2538.70453	2356.78148	97790.89855	90783.22271
35.28	10401.73	262955.734	1666.10723	1546.71433	42119.19081	39100.93819
32.04	10513.76	336860.87	2134.37571	1981.42678	68385.39773	63484.91408
28.80	10630.1	306146.88	1939.76957	1800.76607	55865.36348	51862.06294
25.56	10630.1	271705.356	1721.54549	1598.17989	44002.70271	40849.47801
22.32	10745.38	239836.882	1519.62445	1410.72847	33918.01768	31487.45946
19.08	10876.74	207528.199	1314.91422	1220.68773	25088.56325	23290.72192
15.84	10876.74	172287.562	1091.6269	1013.40114	17291.37004	16052.27399
12.60	11006.69	138684.294	878.714076	815.745604	11071.79735	10278.39462
9.36	10832.09	101388.362	642.404259	596.369701	6012.903867	5582.020403
6.12	13798.99	84449.8188	535.080378	496.736627	3274.691914	3040.02816
3.06	14738.65	45100.269	285.758683	265.281274	874.4215696	811.7606984
∑		3340584.24			617173.946	572947.387

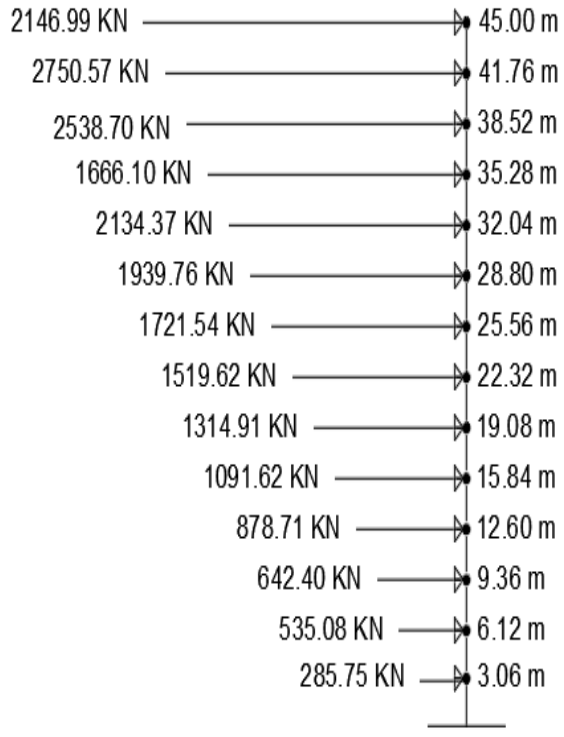


Figure IV.13. Concentration des forces

Sismiques aux étages suivant X.

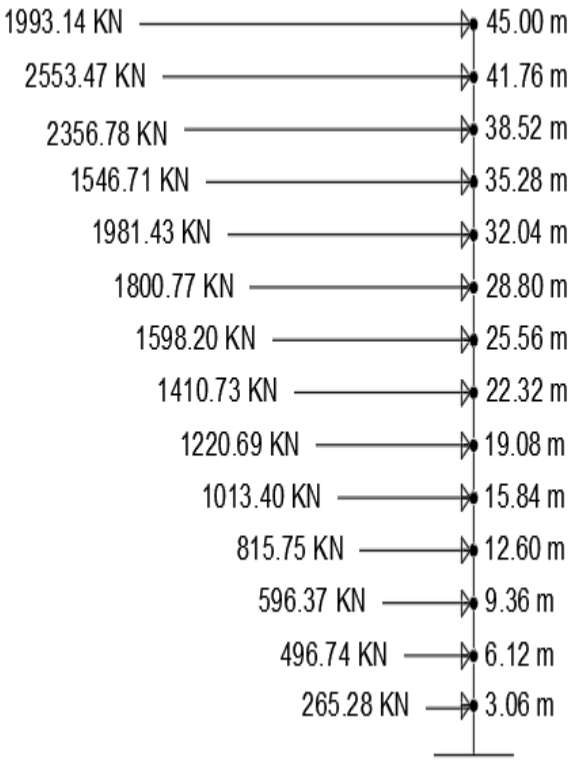


Figure IV.14. Concentration des forces

Sismiques aux étages suivant Y

Tableau IV.17. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	$M_t x_i$ (KN.m)	$M_t y_i$ (KN.m)
45	7530.04	16.567	13.035	124750.17	98154.07
41.76	10395.44	16.771	12.998	174341.92	135119.93
38.52	10401.73	16.407	13.106	170661.18	136325.07
35.28	10401.73	16.183	14.069	168331.20	146341.94
32.04	10513.76	16.177	14.068	170081.10	147907.58
28.8	10630.1	16.177	14.068	171963.13	149544.25
25.56	10630.1	16.172	14.058	171909.98	149437.95
22.32	10745.38	16.166	14.062	173709.81	151101.53
19.08	10876.74	16.166	14.062	175833.38	152948.72
15.84	10876.74	16.160	14.056	175768.12	152883.46
12.6	11006.69	16.155	14.055	177813.08	154699.03
9.36	10832.09	16.155	14.055	174992.41	152245.02
6.12	13798.99	16.157	14.053	222950.28	193917.21
3.06	14738.65	16.060	13.982	236702.72	206075.80
$\sum$				2489808.48	2126701.55

Donc : il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.18. Vérification de stabilisation.

M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	M_{rx} (KN.m)	M_{ry} (KN.m)	$\frac{M_{Tx}}{M_{0x}}$	$\frac{M_{Ty}}{M_{0y}}$	$\frac{M_{Tx}}{M_{0x}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Ty}}{M_{0y}} \geq 1.5$
2489808.48	2126701.55	617173.946	572947.387	4.03	3.71	Vérifiée	Vérifiée

Commentaire :

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.5. Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastrée à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. **[Art B.6.5.3]** (2)

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages. $\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$

Tableau IV.19. Vérification déplacement en tête

	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$(cm)	δ réel ≤ δ_{adm}
δ_x	4.04	3.5	14.14	18.00	Vérifiée
δ_y	3.34	3.5	11.69	18.00	Vérifiée

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **[Art 4.4.3]**

Avec :δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **[Art 5.10]**

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ_k limite = $0.01h_e$

h_e : La hauteur de l'étage K.

On va vérifier :$(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01h_e$.

- **Suivant X :**

Tableau IV.20. Vérification les déplacements inter étages Sens X

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
45	4.042	14.147	1.365	3.24	Ok
41.76	3.652	12.782	1.382	3.24	Ok
38.52	3.257	11.4	1.393	3.24	Ok
35.28	2.859	10.007	1.400	3.24	Ok
32.04	2.459	8.607	1.344	3.24	Ok
28.8	2.075	7.263	1.082	3.24	Ok
25.56	1.766	6.181	1.106	3.24	Ok
22.32	1.45	5.075	1.102	3.24	Ok
19.08	1.135	3.973	1.082	3.24	Ok

15.84	0.826	2.891	1.025	3.24	Ok
12.6	0.533	1.866	0.928	3.24	Ok
9.36	0.268	0.938	0.71	3.24	Ok
6.12	0.065	0.228	0.137	3.06	Ok
3.06	0.026	0.091	0.091	3.06	Ok

- **Suivant Y :**

Tableau IV.21. Vérification les déplacements inter étages sens y

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
45	3.338	11.683	0.899	3.24	Ok
41.76	3.081	10.784	0.945	3.24	Ok
38.52	2.811	9.839	0.998	3.24	Ok
35.28	2.526	8.841	1.036	3.24	Ok
32.04	2.23	7.805	1.064	3.24	Ok
28.8	1.926	6.741	1.074	3.24	Ok
25.56	1.619	5.667	1.068	3.24	Ok
22.32	1.314	4.599	1.036	3.24	Ok
19.08	1.018	3.563	0.99	3.24	Ok
15.84	0.735	2.573	0.91	3.24	Ok
12.6	0.475	1.663	0.798	3.24	Ok
9.36	0.247	0.865	0.63	3.24	Ok
6.12	0.067	0.235	0.137	3.06	Ok
3.06	0.028	0.098	0.098	3.06	Ok

Commentaire :

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

La déformation ε ne pas dépasser la limite élasto plastique (domaine élasto plastique) dans les deux directions.

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.**[Art 2.5.5]**

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments :

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres selon CBA93 :**[Art A.5.1]**

$\tau_{MAX} = \frac{T}{bd}$ $\bar{\tau}$= Min [0.20× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 Mpa]

$\bar{\tau}$= Min [0.15× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa]

Il faut vérifier que : $\tau_{MAX} \leq \bar{\tau}$

Notation :

D'après la vérification des contraintes de cisaillement les dimensions des poutres ne sont pas suffisant, pour équilibrer se dernier on augments les sections des poutres, les résultats finals dans le tableau suivant.

Tableau IV.22. Vérification du cisaillement des éléments.

section	PP30x50	PS30x35	PPal30x35	PN30x20
b(cm)	30	30	30	30
H(cm)	50	35	35	20
V (kN)	348.51	204.41	58.39	49.18
combinaison	ACC	ACC	ACC	ELU
Type de Fissuration	F. Peu Pré	F. Peu Pré	F.Pré	F.Pré
τ (MPa)	2.45	2.10	0.60	0.94
τ adm (MPa)	4.35	4.35	3.26	2.5
verification	Ok	Ok	Ok	Ok

IV.5.8. Vérification de cisaillement des voiles

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%. Voir **annexe 12**

La contrainte de cisaillement est égale :

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

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau VI.23 : Vérification de cisaillement des voiles.

S (cm^2)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
625x25	-1567.99	1.56	5	Vérifiée
620x25	-1666.28	1.67	5	Vérifiée
300x25	684.74	1.42	5	Vérifiée
375x25	-1054.66	1.76	5	Vérifiée
430x25	-1109.90	1.62	5	Vérifiée
440x25	-1935.96	2.77	5	Vérifiée
320x25	1964.23	3.84	5	Vérifiée
270x25	-504.63	1.17	5	Vérifiée
210x25	-1202.07	3.60	5	Vérifiée

IV.5.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base :[Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière. Bc = (80-2)*(80-2)

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Notation :

D'après la vérification des efforts normal réduit à la base les dimensions des poteaux ne sont pas suffisant, pour équilibrer se dernier on augments les sections des poteaux, les résultats finals dans le tableau suivant

Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Niveau	b(cm)	h(cm)	$\mathbf{N_d(kN)}$	$\mathbf{B_c(mm^2)}$	combinaison	$\boldsymbol{\nu}$	$\boldsymbol{\nu \leq 0.3}$
Sous-sol2	80	80	4335.94	608400	G+ Q -Edx	0.285	Oui
	80	80	4395.65	608400	G+Q-Edy	0.289	Oui
Sous-so1	75	75	3899.30	532900	G+ Q -Edx	0.293	Oui
	75	75	3960.84	532900	G+Q -Edy	0.297	Oui

RDC	75	75	3507.22	532900	G+ Q -Edx	0.263	Oui
	75	75	3571.45	532900	G+Q -Edy	0.268	Oui
1ier	75	75	3755.48	532900	G+ Q -Edx	0.282	Oui
	75	75	3228.40	532900	G+Q -Edy	0.242	Oui
2éme	70	70	3364.16	462400	G+ Q -Edx	0.291	Oui
	70	70	2888.87	462400	G+Q -Edy	0.250	Oui
3éme	70	70	2974.23	462400	G+ Q -Edx	0.257	Oui
	70	70	2562.44	462400	G+Q -Edy	0.222	Oui
4éme	70	70	2585.46	462400	G+ Q -Edx	0224	Oui
	70	70	2242.12	462400	G+Q -Edy	0.194	Oui
5éme	65	65	2205.59	396900	G+ Q -Edx	0.222	Oui
	65	65	1927.24	396900	G+Q -Edy	0.194	Oui
6éme	65	65	1832.30	396900	G+ Q -Edx	0.185	Oui
	65	65	1623.66	396900	G+Q -Edy	0.164	Oui
7éme	65	65	1466.21	396900	G+ Q -Edx	0.148	Oui
	65	65	1325.17	396900	G+Q -Edy	0.134	Oui
8éme	60	60	1112.88	336400	G+ Q -Edx	0.132	Oui
	60	60	1031.04	336400	G+Q -Edy	0.123	Oui
9éme	60	60	770.45	336400	G+ Q -Edx	0.092	Oui
	60	60	744.55	336400	G+Q -Edy	0.089	Oui
10éme	60	60	512.89	336400	G+ Q -Edx	0.061	Oui
	60	60	474.38	336400	G+Q -Edy	0.055	Oui
11éme	60	60	255.07	336400	G+ Q -Edx	0.03	Oui
	60	60	254.09	336400	G+Q -Edy	0.03	Oui

IV.5.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si : $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si : $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.25. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y)

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérificaion
45.00	7530.04	1.37	0.89	338851.8	1556.88	1860.24	324	0.02	0.011	Vérifiée
41.76	10395.44	1.38	0.95	434113.574	1994.57	2383.21	324	0.022	0.013	Vérifiée
38.52	10401.73	1.4	1	400674.64	1840.93	2199.64	324	0.024	0.015	Vérifiée
35.28	10401.73	1.39	1.03	366973.034	1686.09	2014.62	324	0.026	0.016	Vérifiée
32.04	10513.76	1.35	1.07	336860.87	1547.73	1849.31	324	0.028	0.019	Vérifiée
28.8	10630.1	1.08	1.07	306146.88	1406.62	1680.7	324	0.025	0.021	Vérifiée
25.56	10630.1	1.1	1.07	271705.356	1248.37	1491.62	324	0.029	0.024	Vérifiée
22.32	10745.38	1.11	1.04	239836.882	1101.95	1316.67	324	0.033	0.026	Vérifiée
19.08	10876.74	1.08	0.99	207528.199	953.5	1139.3	324	0.038	0.029	Vérifiée
15.84	10876.74	1.02	0.91	172287.562	791.59	945.83	324	0.043	0.032	Vérifiée
12.6	11006.69	0.93	0.8	138684.294	637.2	761.35	324	0.05	0.036	Vérifiée
9.36	10832.09	0.71	0.62	101388.362	465.84	556.61	324	0.051	0.037	Vérifiée
6.12	13798.99	0.14	0.14	84449.819	388.01	463.62	306	0.016	0.014	Vérifiée
3.06	14738.65	0.09	0.1	45100.269	207.22	247.59	306	0.021	0.019	Vérifiée

IV.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de lastructure ona Les dimensions des éléments suivants :

- **Les Poutres :**

Poutres principales (30x50) cm^2

Poutres secondaires (30x35) cm^2

Poutres palier (30x35) cm^2

Poutres noyé (30x20) cm^2

- **Les poteaux :**

Pour (Sous sol 2):(80x80)cm^2.

Pour (Sous sol 1 + RDC + 1) étages :(75x75)cm^2.

Pour (2 + 3 + 4) étages :(70x70)cm^2.

Pour (5 + 6 + 7) étages :(65x65)cm^2.

Pour (8 + 9 + 10 + 11) étages :(60x60)cm^2.

- **L'épaisseur du voile :**

EpVoile=25 cm.

Ep Voile Périphérique = 25 cm.

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 :
  - ✓ **E.L.U :** 1,35G +1,5Q
  - ✓ **E.L.S :** G + Q

- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa

V.2.2. Recommandations du RPA99 : [Art 7.5.2.1] (1)

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x50) = **7.50 cm²**
- A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x35) = **5.25 cm²**
- A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x20) = **3.00 cm²**

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

➢ **Poutre de section (30x50) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \text{ x } (30 \text{ x } 50) = 60\ cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \text{ x } (30 \text{ x } 50) = 90\ cm^2 \end{cases}$$

➢ **Poutre de section (30x35) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \text{ x } (30 \text{ x } 35) = 42\ cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \text{ x } (30 \text{ x } 35) = 63\ cm^2 \end{cases}$$

➢ **Poutre de section (30x20) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \text{ x } (30 \text{ x } 20) = 24\ cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \text{ x } (30 \text{ x } 20) = 36\ cm^2 \end{cases}$$

V.2.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres

Type	N°	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul	A choisie
Poutres principales (30x50)	3767	Travée	113.66	1.35G+1.5Q	0.00	**7.34**	**8.64**
Poutres principales (30x50)	2270	Appui	-211.13	G+Q-Edx	0.00	**12.25**	**12.66**
poutres secondaires (30x35)	3714	Appui +	63.39	G+Q-Edy	0.00	**6.07**	**6.16**
poutres secondaires (30x35)	2067	Appui -	-76.16	1.35G+1.5Q	0.00	**6.03**	**6.16**
Poutres noyée (30x20)	2589	Travée	24.29	1.35G+1.5Q	0.00	**4.45**	**6.16**
Poutres noyée (30x20)	454	Appui	-44.20	1.35G+1.5Q	0.00	**9.27**	**11.12**

V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA99 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ A_{min} CBA
- A Travée ≥ $A_{min\ RPA}$ et A Travée ≤ $A_{max\ RPA}$
- A appui ≥ $A_{min\ RPA}$ et A appui ≤ $A_{max\ RPA}$

Tableau V.3. Vérification des poutres

Type	position	A (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A finale (cm^2)
PP(30x50)	Travée	**8.64**	1.50	7.50	**3HA14+2chHA16=8.64**
PP(30x50)	Appui	**12.66**	1.50		**3HA14+4chHA16=12.66**
PS(30x35)	Appui +	**6.16**	1.05	5.25	**3HA14+1chHA14=6.16**
PS(30x35)	Appui -	**6.16**	1.05		**3HA14+1chHA14=6.16**
P noyée (30x20)	Travée	**4.62**	0.60	3.00	**3HA14+1chHA14=6.16**
P noyée (30x20)	Appui	**10.64**	0.60		**3HA14+1chHA14=6.16**

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous M_{ser} :

$$\begin{cases} \sigma_b = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) y \\ \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ fc28 = 15\ \text{MPa} \end{cases}$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

On considère que la fissuration est préjudiciable,

$$\begin{cases} \sigma_s = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) 15(d-y) \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63\ \text{MPa} \end{cases}$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

Niveau	N°	Position	M_{ser} (KN.m)	A adoptée (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
PP (30x50)	3767	Travée	82.84	**8.64**	6.83	/	/	Oui
PP (30x50)	2996	Appui	-123.32	**12.66**	9.03	/	/	Oui
PS (30x35)	2072	Travée	38.69	**6.16**	7.11	/	/	Oui
PS (30x35)	2067	Appui	-54.25	**6.16**	8.55	/	/	Oui

Poutres noyée(30x20)	2589	Travée	17.82	**4.62**	8.85	201.63	77.84	Oui
Poutres noyée(30x20)	129	Appui	-32.06	**10.64**	12.45	201.63	130.94	Oui

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants : Voir **annexe 6**

Tableau V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Poutres	N°	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP(30x50)	3767	187.70	1.35G+1.5Q	1.32	3.33	Vérifiée
PS (30x35)	3714	118.70	1.35G+1.5Q	1.22	3.33	Vérifiée
Poutres noyée(30x20)	455	49.48	1.35G+1.5Q	0.92	2.25	Vérifiée

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant voir **annexe 9**:

Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement

Elément		Calculé		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		A_t choisie (cm^2)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (cm)	S' (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
PP (30×50)	1.32	22.90	5.40	40.00	1.20	12.50	25.00	0.9	10	15	**3HA8 = 1.51**
PS (30×35)	1.22	26.70	3.41	29.25	0.88	8.75	17.50	0.9	10	15	**3HA8 = 1.51**
Poutres noyée (30x20)	0.92	54.33	1.42	15.75	0.47	5.00	10	0.68	10	10	**3HA8 = 1.51**

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes dans l'**annexe 7 :**

Tableau V.7. Vérification de la flèche des poutres.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x50)	0.079	0.063	Vérifiée	0.079	0.075	Vérifiée	0.0061	0.011	Vérifiée
PS (30x35)	0.064	0.063	Vérifiée	0.064	0.075	Non Vérifiée	0.0063	0.011	Vérifiée
Poutres noyée (30x20)	0.035	0.063	Non Vérifiée	0.035	0.075	Non Vérifiée	0.0088	0.011	Vérifiée

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire **Annexe 07**. On doit vérifier que : $\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{1000} + 5 = \frac{5500}{1000} + 5 = 10.50$ mm

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{1000} + 5 = \frac{568}{1000} + 5 = 10.68$ mm

Tableau III.8. Récapitulation des résultats de la flèche de Poutres secondaires

f barr cm	y cm	i0 cm4	σs Mpa	ρ	u	λi	λv	ifi cm4
1.05	18.07	372851.04	306.03	0.001422	0.043	14.77	5.91	250814.37
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f adm mm	Δf<f adm
327039.59	32164.20	10721.40	1.45	3.34	0.19	1.89	10.50	cv

Tableau III.9. Récapitulation des résultats de la flèche de Poutres noyées

f barr cm	y cm	i0 cm4	σs Mpa	ρ	u	λi	λv	ifi cm4
1.068	10.53	70592.16	272.78	0.002640	0.262	7.95	3.18	25169.32
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f adm mm	Δf<f adm
42338.42	32164.20	10721.40	7.10	12.67	0.56	5.56	10.68	cv

Conclusion :

La condition de la flèche est vérifiée.

V.2.5. Schémas des armatures des poutres :

1 - Poutres principales (30x50) :

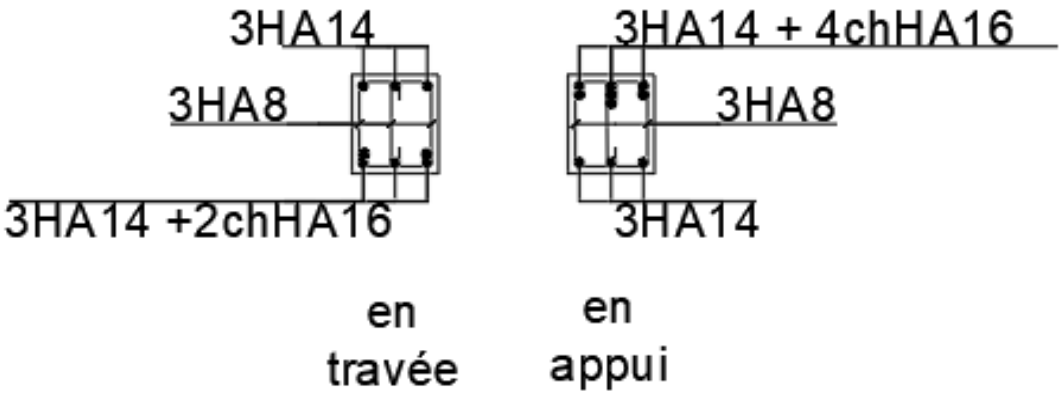


Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales (30x50)

2- Poutres secondaires (30x35) :

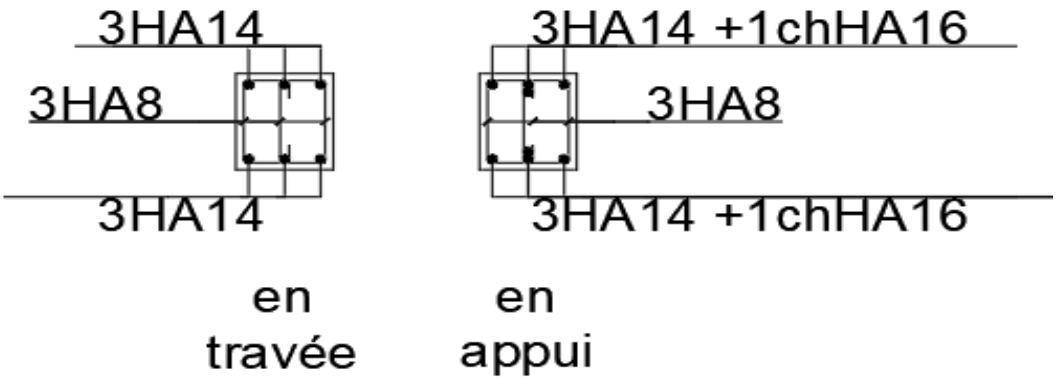


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires (30x35)

3- Poutres noyée (30x20) :

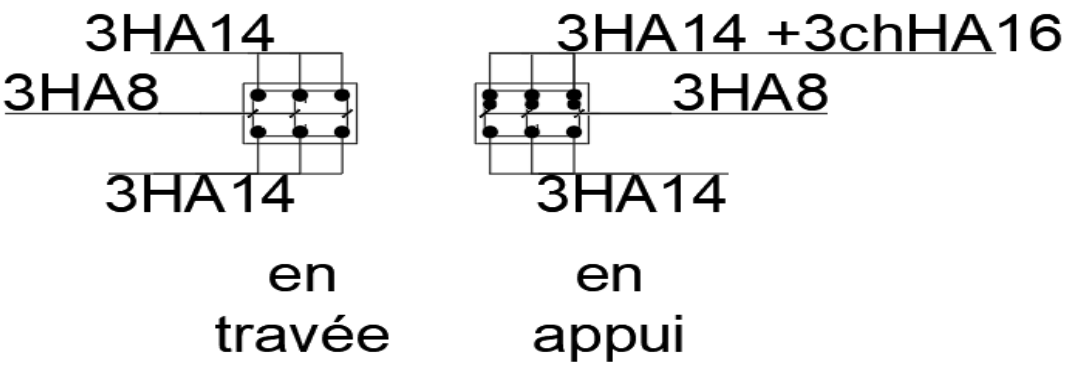


Figure V.3. Disposition des armatures des poutres noyées (30x20)

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.2.1. Recommandation des règlements :

Recommandation Selon le **CBA93** et **RPA v2003 Art.7.4.2.1**, voir **annexe 10**

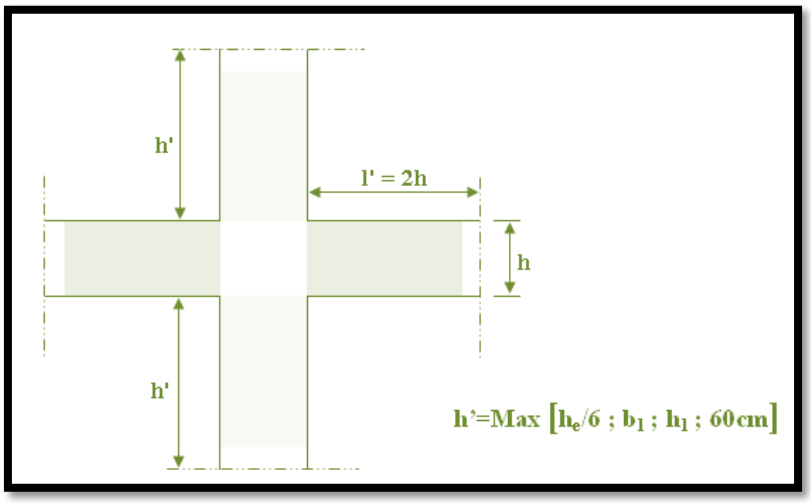


Figure V.4. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

V.3.2.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable :

Béton : γ_b =1,5 ; f_{c28} = 25MPa ; σ_b = 14,2MPa.

Acier : γ_s =1,15 ; FeE =400MPa ; σ_s = 348MPa.

- Situation accidentelle :

Béton : γ_b =1,15 ; f_{c28}= 25 MPa; σ_b = 18,5MPa.

Acier : γ_s =1 ; FeE = 400MPa ; σ_s = 400MPa.

Avec: d = 0.9 h et c = c ' = h-d

Les résultants du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

Etage	Section	Comb	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)	A_{min} (cm²)
Sous-sol 1	80x80	ACC	N_{max}	4395.65	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	33.60	57.60
		ACC	N_{min}	-365.42	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0		
		ELU	N_{max}	5351.98	$M_{x\,corr}$	12.45	$M_{y\,corr}$	8.60	12.80	
		ELU	N_{min}	677.93	$M_{x\,corr}$	1.17	$M_{y\,corr}$	17.47		
		ELU	M_{max}	-60.62	N_{corr}	2996.42	M_{corr}	-23.37		
Sous-sol 2	75x75	ACC	N_{max}	3960.84	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	29.53	50.63
		ACC	N_{min}	-419.68	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0		
		ELU	N_{max}	4779.20	$M_{x\,corr}$	38.99	$M_{y\,corr}$	19.77	12.00	
		ELU	N_{min}	2058.12	$M_{x\,corr}$	26.71	$M_{y\,corr}$	88.16		
		ELU	M_{max}	-144.21	N_{corr}	2812.70	M_{corr}	-22.58		
RDC	75x75	ACC	N_{max}	3967.44	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	29.53	50.63
		ACC	N_{min}	-283.35	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0		
		ELU	N_{max}	4287.26	$M_{x\,corr}$	29.25	$M_{y\,corr}$	20.16	12.00	
		ELU	N_{min}	87.37	$M_{x\,corr}$	2.31	$M_{y\,corr}$	-19.13		
		ELU	M_{max}	-159.24	N_{corr}	2573.96	M_{corr}	11.72		
1ere	75x75	ACC	N_{max}	3755.48	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	29.53	50.63
		ACC	N_{min}	-270.38	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0		
		ELU	N_{max}	3861.46	$M_{x\,corr}$	34.34	$M_{y\,corr}$	36.44	12.00	
		ELU	N_{min}	2053.78	$M_{x\,corr}$	-38.49	$M_{y\,corr}$	-3.90		
		ELU	M_{max}	-124.57	N_{corr}	2513.88	M_{corr}	-3.29		
2éme	70x70	ACC	N_{max}	3364.16	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0	25.73	44.10
		ACC	N_{min}	-215.01	$M_{x\,corr}$	0	$M_{y\,corr}$	0		
		ELU	N_{max}	3442.89	$M_{x\,corr}$	81.56	$M_{y\,corr}$	24.06	11.20	
		ELU	N_{min}	1833.42	$M_{x\,corr}$	-6.24	$M_{y\,corr}$	-10.31		
		ELU	M_{max}	-88.37	N_{corr}	2362.75	M_{corr}	-9.20		

3éme	70x70	ACC	N_{max}	2974.23	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	25.73	44.10
		ACC	N_{min}	-158.48	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	3043.97	$M_{x\ corr}$	77.06	$M_{y\ corr}$	24.07	11.20	
		ELU	N_{min}	1647.92	$M_{x\ corr}$	-48.04	$M_{y\ corr}$	-4.01		
		ELU	M_{max}	83.16	N_{corr}	2272.72	M_{corr}	4.05		
4éme	70x70	ACC	N_{max}	2585.46	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	25.73	44.10
		ACC	N_{min}	-103.72	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	2656.47	$M_{x\ corr}$	79.52	$M_{y\ corr}$	21.06	11.20	
		ELU	N_{min}	1423.11	$M_{x\ corr}$	-56.44	$M_{y\ corr}$	-3.66		
		ELU	M_{max}	84.20	N_{corr}	2005.08	M_{corr}	4.89		
5éme	65x65	ACC	N_{max}	2205.59	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	22.18	38.03
		ACC	N_{min}	-56.07	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	2278.12	$M_{x\ corr}$	69.91	$M_{y\ corr}$	16.00	10.40	
		ELU	N_{min}	1210.48	$M_{x\ corr}$	-53.43	$M_{y\ corr}$	-2.16		
		ELU	M_{max}	-79.16	N_{corr}	1632.90	M_{corr}	26.64		
6éme	65x65	ACC	N_{max}	1832.31	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	22.18	38.03
		ACC	N_{min}	-13.88	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	1915.06	$M_{x\ corr}$	76.11	$M_{y\ corr}$	15.05	10.40	
		ELU	N_{min}	1003.84	$M_{x\ corr}$	-56.56	$M_{y\ corr}$	-1.76		
		ELU	M_{max}	-87.54	N_{corr}	1342.51	M_{corr}	27.45		
7éme	65x65	ACC	N_{max}	1466.21	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	10.40	38.03
		ACC	N_{min}	18.42	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	1560.28	$M_{x\ corr}$	76.55	$M_{y\ corr}$	12.79	10.40	
		ELU	N_{min}	802.88	$M_{x\ corr}$	-64.54	$M_{y\ corr}$	-1.26		
		ELU	M_{max}	-102.29	N_{corr}	1065.50	M_{corr}	30.68		
8éme	60x60	ACC	N_{max}	1112.88	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	18.90	32.40
		ACC	N_{min}	38.46	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	1211.27	$M_{x\ corr}$	66.41	$M_{y\ corr}$	9.31	9.60	

		ELU	N_{min}	611.36	$M_{x\ corr}$	-58.23	$M_{y\ corr}$	0.04		
		ELU	M_{max}	-91.12	N_{corr}	801.56	M_{corr}	26.62		
9 éme	60x60	ACC	N_{max}	774.76	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	18.90	32.40
		ACC	N_{min}	8.65	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	872.65	$M_{x\ corr}$	72.95	$M_{y\ corr}$	7.92	9.60	
		ELU	N_{min}	420.72	$M_{x\ corr}$	38.41	$M_{y\ corr}$	-0.43		
		ELU	M_{max}	-95.99	N_{corr}	539.27	M_{corr}	27.97		
10éme	60x60	ACC	N_{max}	512.89	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	18.90	32.40
		ACC	N_{min}	-26.32	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	551.49	$M_{x\ corr}$	1.11	$M_{y\ corr}$	-51.14	9.60	
		ELU	N_{min}	232.69	$M_{x\ corr}$	-67.52	$M_{y\ corr}$	3.15		
		ELU	M_{max}	-101.09	N_{corr}	282.19	M_{corr}	27.88		
11éme	60x60	ACC	N_{max}	255.07	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0	18.90	32.40
		ACC	N_{min}	-68.78	$M_{x\ corr}$	0	$M_{y\ corr}$	0		
		ELU	N_{max}	278.72	$M_{x\ corr}$	2.08	$M_{y\ corr}$	-63.16	9.60	
		ELU	N_{min}	24.35	$M_{x\ corr}$	30.30	$M_{y\ corr}$	-78.56		
		ELU	M_{max}	115.84	N_{corr}	144.66	M_{corr}	-29.98		

V.4.2.3. Vérification selon le RPA et CBA :

$A_{min\ CBA}=\frac{B}{1000}$

$A_{min\ RPA}$=0.009*b*h …….…. Zone III **[Art 7.4.2.1]**

Tableau V.11. Ferraillages longitudinaux des poteaux

Poteaux	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{final} (cm^2)
(80*80)	33.60	4.23	57.60	16HA20 + 4HA16=58.31
(75*75)	29.53	3.6	50.63	12HA20+8HA16=53.78
(70*70)	25.73	3.03	44.10	4HA20+16HA16=44.74
(65*65)	22.18	2.5	38.03	16HA16+4HA14=38.33
(60*60)	18.90	2.03	32.40	4HA16+16HA14 = 32.67

Commentaire :

Les armatures longitudinales des poteaux sont Vérifiée

V.3.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (M_{ser} – N_{ser}) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible suivants :

La contrainte de béton est limitée par **:** $\overline{\sigma_b} = 15$ MPa

La fissuration est considérée **:** Peu nuisible (poteaux intermédiaires)

Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle). $\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3}f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) = 201.63 MPa

Tableau V.12. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service.

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Sous sol2	80x80	N_{max}	3897.28	$M_{x\,corr}$	8.75	$M_{y\,corr}$	6.10	Peu nuisible	4.99	/	Vérifiée
		N_{min}	494.71	$M_{x\,corr}$	0.80	$M_{y\,corr}$	12.48	Peu nuisible	0.73	/	Vérifiée
		M_{max}	-44.38	N_{corr}	2189.85	M_{corr}	-16.45	Peu nuisible	3.14	/	Vérifiée
Sous sol1	75x75	N_{max}	3483.13	$M_{x\,corr}$	27.61	$M_{y\,corr}$	14.00	Peu nuisible	5.30	/	Vérifiée
		N_{min}	1507.02	$M_{x\,corr}$	18.98	$M_{y\,corr}$	64.45	Peu nuisible	2.95	/	Vérifiée
		M_{max}	-105.33	N_{corr}	2057.13	M_{corr}	-15.96	Peu nuisible	3.99	/	Vérifiée
RDC	75x75	N_{max}	3125.36	$M_{x\,corr}$	21.00	$M_{y\,corr}$	14.58	Peu nuisible	4.74	/	Vérifiée
		N_{min}	63.91	$M_{x\,corr}$	1.71	$M_{y\,corr}$	13.76	Préjudiciable	0.26	3.48	Vérifiée
		M_{max}	-115.63	N_{corr}	1882.57	M_{corr}	8.49	Peu nuisible	3.89	/	Vérifiée
1ier	75x75	N_{max}	2813.95	$M_{x\,corr}$	25.20	$M_{y\,corr}$	26.64	Préjudiciable	4.47	65.82	Vérifiée
		N_{min}	1503.28	$M_{x\,corr}$	-28.16	$M_{y\,corr}$	-2.92	Préjudiciable	2.33	34.64	Vérifiée
		M_{max}	-90.71	N_{corr}	1838.33	M_{corr}	-2.31	Préjudiciable	3.47	50.25	Vérifiée
2éme	70x70	N_{max}	2509.05	$M_{x\,corr}$	59.12	$M_{y\,corr}$	17.14	Préjudiciable	5.03	73.27	Vérifiée
		N_{min}	1368.67	$M_{x\,corr}$	-32.52	$M_{y\,corr}$	-3.51	Préjudiciable	2.58	38.22	Vérifiée
		M_{max}	-64.28	N_{corr}	1727.57	M_{corr}	-6.73	Préjudiciable	3.59	52.11	Vérifiée
3éme	70x70	N_{max}	2218.54	$M_{x\,corr}$	55.92	$M_{y\,corr}$	17.22	Préjudiciable	1.39	65.68	Vérifiée

		N_{min}	1208.48	$M_{x\,corr}$	-35.31	$M_{y\,corr}$	-2.77	Préjudiciable	2.35	34.79	Vérifiée
		M_{max}	60.38	N_{corr}	1661.59	M_{corr}	2.93	Peu nuisible	3.50	/	Vérifiée
4éme	70x70	N_{max}	1936.31	$M_{x\,corr}$	57.69	$M_{y\,corr}$	15.01	Préjudiciable	4.05	58.70	Vérifiée
		N_{min}	1043.52	$M_{x\,corr}$	-41.48	$M_{y\,corr}$	-2.47	Préjudiciable	2.16	31.87	Vérifiée
		M_{max}	-64.98	N_{corr}	1427.06	M_{corr}	-3.58	Peu nuisible	3.10	/	Vérifiée
5éme	65x65	N_{max}	1660.72	$M_{x\,corr}$	50.73	$M_{y\,corr}$	11.37	Préjudiciable	4.11	59.31	Vérifiée
		N_{min}	887.56	$M_{x\,corr}$	-39.26	$M_{y\,corr}$	-1.39	Préjudiciable	2.23	32.71	Vérifiée
		M_{max}	-57.67	N_{corr}	1194.45	M_{corr}	19.13	Préjudiciable	3.46	49.09	Vérifiée
6éme	65x65	N_{max}	1396.33	$M_{x\,corr}$	55.22	$M_{y\,corr}$	10.65	Préjudiciable	3.66	52.52	Vérifiée
		N_{min}	735.99	$M_{x\,corr}$	-41.55	$M_{y\,corr}$	-1.08	Préjudiciable	1.98	28.98	Vérifiée
		M_{max}	-63.79	N_{corr}	982.06	M_{corr}	19.71	Préjudiciable	3.16	44.37	Vérifiée
7éme	65x65	N_{max}	1137.96	$M_{x\,corr}$	55.54	$M_{y\,corr}$	9.00	Préjudiciable	3.15	44.91	Vérifiée
		N_{min}	588.61	$M_{x\,corr}$	-47.40	$M_{y\,corr}$	-0.69	Préjudiciable	1.79	26.09	Vérifiée
		M_{max}	-74.54	N_{corr}	779.46	M_{corr}	22.05	Préjudiciable	2.98	41.20	Vérifiée
8éme	60x60	N_{max}	883.79	$M_{x\,corr}$	48.18	$M_{y\,corr}$	6.51	Préjudiciable	2.99	42.16	Vérifiée
		N_{min}	448.20	$M_{x\,corr}$	-42.76	$M_{y\,corr}$	0.24	Préjudiciable	1.75	25.24	Vérifiée
		M_{max}	-66.41	N_{corr}	586.48	M_{corr}	19.12	Préjudiciable	2.94	39.87	Vérifiée
9éme	60x60	N_{max}	637.26	$M_{x\,corr}$	52.93	$M_{y\,corr}$	5.47	Préjudiciable	2.53	35.02	Vérifiée
		N_{min}	308.41	$M_{x\,corr}$	-43.65	$M_{y\,corr}$	-0.09	Préjudiciable	1.49	21.27	Vérifiée
		M_{max}	-69.99	N_{corr}	423.31	M_{corr}	-20.21	Préjudiciable	2.74	36.83	Vérifiée
10éme	60x60	N_{max}	403.63	$M_{x\,corr}$	0.81	$M_{y\,corr}$	-37.16	Peu nuisible	1.61	/	Vérifiée
		N_{min}	170.55	$M_{x\,corr}$	-49.58	$M_{y\,corr}$	2.52	Préjudiciable	1.55	21.48	Vérifiée
		M_{max}	-73.58	N_{corr}	206.77	M_{corr}	19.98	Préjudiciable	2.73	34.31	Vérifiée
11eme	60x60	N_{max}	204.60	$M_{x\,corr}$	1.52	$M_{y\,corr}$	-46.04	Peu nuisible	1.47	/	Vérifiée
		N_{min}	18.28	$M_{x\,corr}$	22.12	$M_{y\,corr}$	-57.31	Préjudiciable	2.23	26.09	Vérifiée
		M_{max}	84.57	N_{corr}	105.90	M_{corr}	-21.71	Préjudiciable	3.05	36.76	Vérifiée

V.3.3. Détermination des armatures transversales :

V.3.3.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant l'état limite ultime, Voir **annexe 6**

V.4.3.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ dans:

Selon le CBA93 : Armatures droites (α = 90°). Voir **annexe 6**

Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.3.2] Voir **annexe 10**

Tableau V.13. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
80x80	1.35G+1.5Q	41.72	0.07	9.28	0.075	1.88	3.33	Vérifiée
75x75	1.35G+1.5Q	92.96	0.17	10.48	0.075	1.88	3.33	Vérifiée
70x70	1.35G+1.5Q	53.62	0.11	11.22	0.075	1.88	3.33	Vérifiée
65x65	1.35G+1.5Q	60.72	0.15	12.09	0.075	1.88	2.50	Vérifiée
60x60	1.35G+1.5Q	64.21	0.19	13.09	0.075	1.88	3.33	Vérifiée

V.3.3.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Tableau V.14. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Vu (KN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ	Zone	$S_t$choix	A_tChoix (cm²)
80x80	41.72	6.40	2.68	2.50	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
75x75	92.96	5.96	3.02	2.50	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
70x70	53.62	5.18	3.24	2.50	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
65x65	60.72	4.40	3.49	2.50	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
60x60	64.21	3.63	3.78	2.50	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**

V.3.4. Schémas des armatures des poteaux :

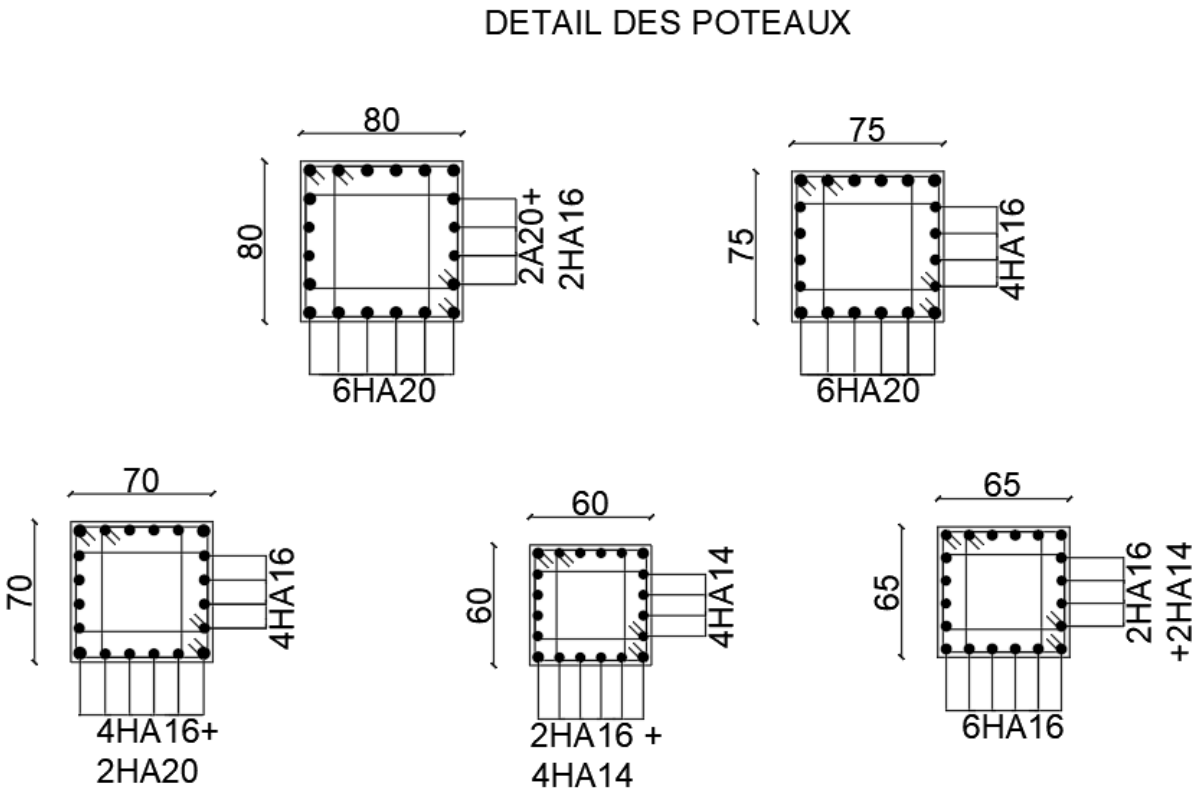


Figure IV.5. Disposition des armatures dans les poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles :

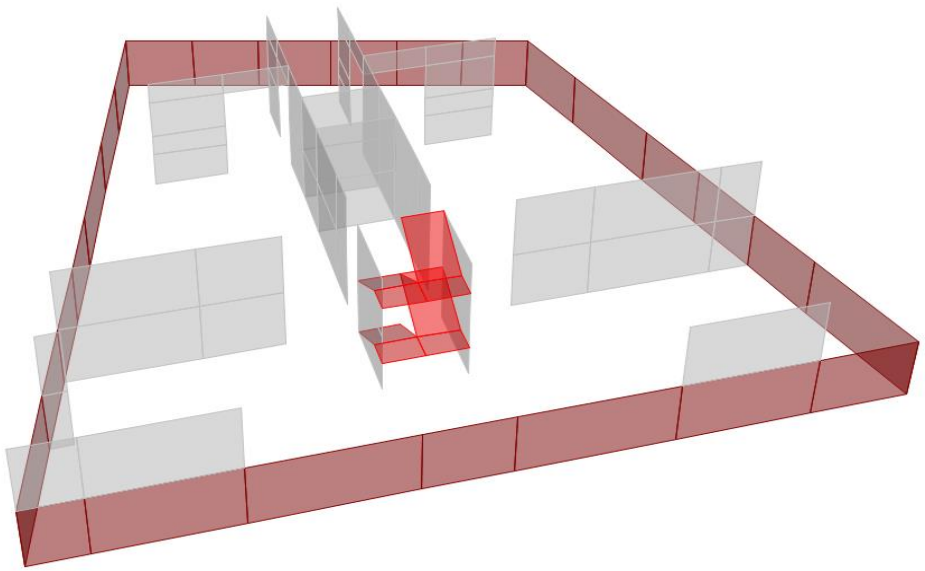


Figure V.6. Disposition des voiles

V.4.1. Les trumeaux :

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

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures transversales.

V.4.1.1. Les armatures verticales :

Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Voir **annexe 11**

Tableau V.15. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa	σ_s= 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ_s= 400 MPa

Les résultats du calcul des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.16. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)

	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Comb	A_{cal} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	S_r	S_r /2	Choix (cm^2)
X	625x25	1884.86	-8985.60	ACC	15.94	23.44	15.63	20	10	2x12HA14+ 50HA8=62.08
	620x25	-1140.92	-8263.74	ACC	50.44	23.25	15.50	12	6	2x20HA20+ 82HA8=166.88
	300x25	3576.68	1566.60	ACC	-27.49	11.25	7.50	12	6	2x10HA20+ 40HA8=82.94
	375x25	-745.52	-1917.82	ACC	23.38	13.99	9.31	20	10	2x8HA20+ 30HA8=65.35
	430x25	2169.23	2803.78	ACC	0.00	15.94	10.63	20	10	2x8HA14+ 34HA8=41.72

Y	440x25	-367.62	-3839.52	ACC	28.47	16.31	10.88	20	10	2x10HA20+ 34HA8=79.92
	320x25	-158.35	-2935.52	ACC	27.20	11.93	7.94	12	6	2x10HA20+ 42HA8=83.94
	270x25	-1343.27	-1550.14	ACC	28.34	10.05	6.69	12	6	2x10HA20+ 34HA8=83.94
	210x25	-896.82	-1993.30	ACC	25.88	7.80	5.19	12	6	2x8HA20+ 28HA8=64.34

V.5.1.2. Vérification à E.L.S :

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant : Annexe 12

Tableau V.17. Vérification des armatures a ELS des voiles

Voile	S (cm^2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	T. F	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	Vérification
X	625x25	2826.13	432.25	Préj	1.99	29.50	0.00	oui
	620x25	3335.26	59.07	Préj	1.95	29.16	0.00	oui
	300x25	1189.31	265.25	Préj	1.95	28.45	0.00	oui
	375x25	1991.14	106.92	Peu.Nu	2.13	/	/	oui
	430x25	2126.48	22.00	Peu.Nu	1.96	/	/	oui
Y	440x25	2335.37	51.70	Peu.Nu	2.03	/	/	oui
	320x25	2179.94	558.63	Peu.Nu	3.48	/	/	oui
	270x25	1614.01	-71.23	Peu.Nu	2.29	/	/	oui
	210x25	1031.77	27.65	Peu.Nu	1.85	/	/	oui

V.4.1.3. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement) .Annexe 13

Tableau V.18. Calcul des armateurs horizontaux

S (cm^2)	H (cm)	S_h (cm)	$A_{min\ RPA}$	A_{final} (cm^2)
625x25	274	10	23.44	2x26HA8 = 26.14
620x25	274	10	23.25	2x26HA8 = 26.14
300x25	274	10	11.25	2x26HA8 = 26.14
375x25	274	10	13.99	2x26HA8 = 26.14
430x25	274	10	15.94	2x26HA8 = 26.14
440x25	289	10	16.31	2x28HA8 = 28.15
320x25	289	10	11.93	2x28HA8 = 28.15
270x25	289	10	10.05	2x28HA8 = 28.15
210x25	289	10	7.80	2x28HA8 = 28.15

V.4.1.4. Armatures transversales :

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

Tableau V.19. Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales φ_v	Epingles φ_t
HA8 à HA20	HA8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

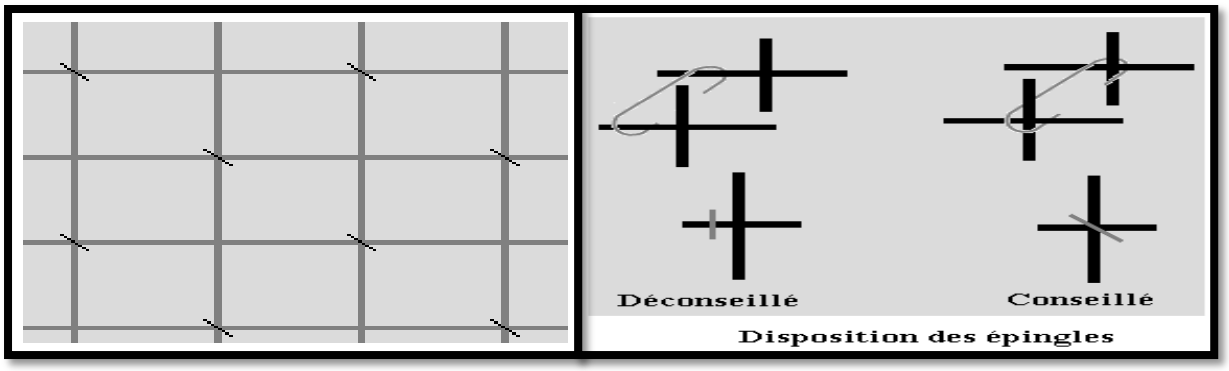


Figure V.7. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.1.5. Schémas des voiles :

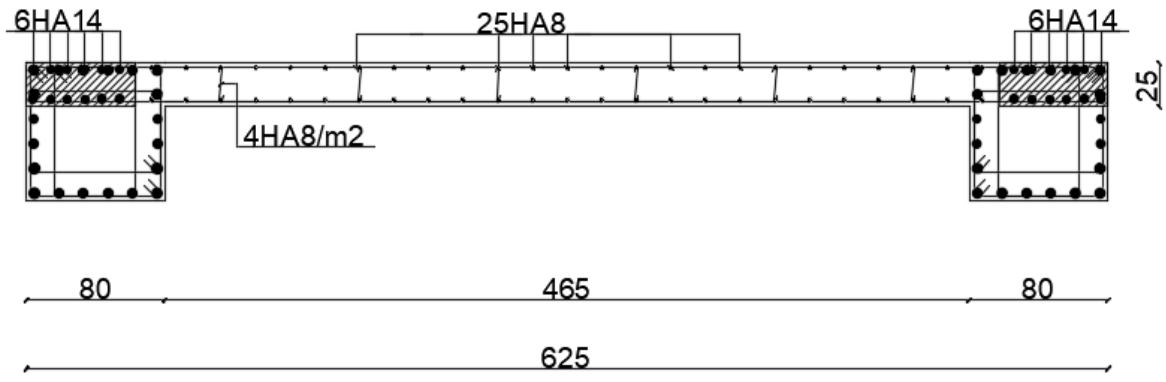


Figure V.8. Disposition des armatures dans les voiles V_1 (25x625)

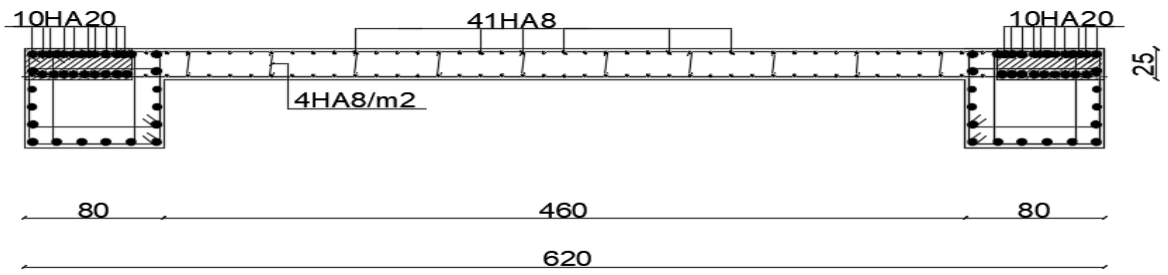


Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles V_2 (25x620)

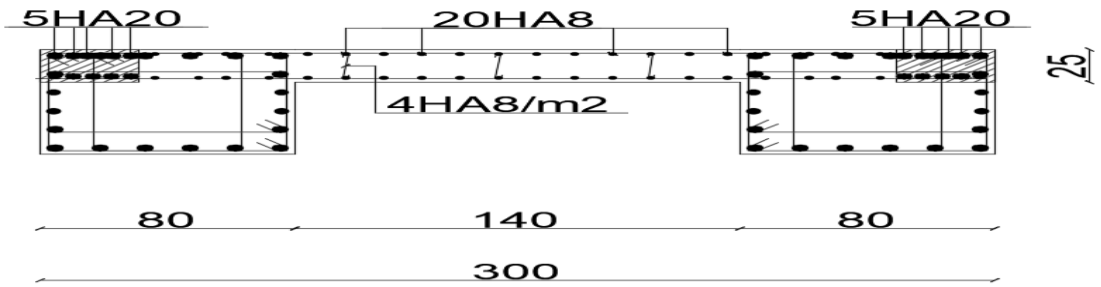


Figure V.10. Disposition des armatures dans les voiles V_3 (25x300)

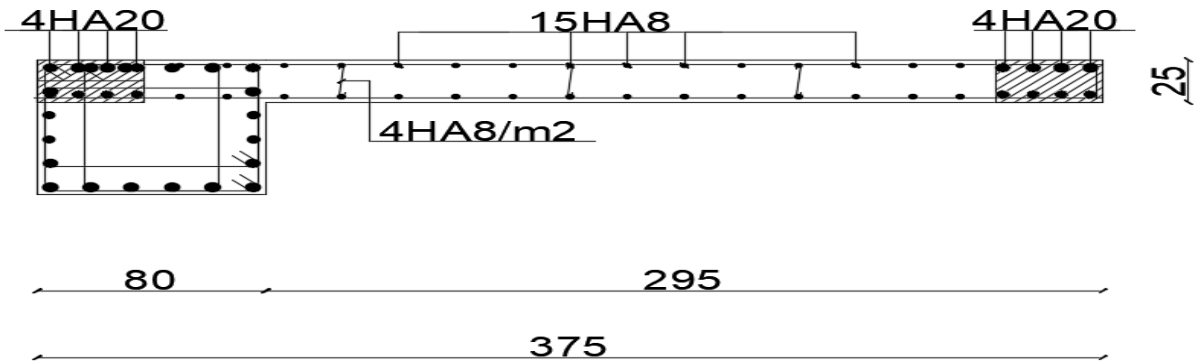


Figure V.11. Disposition des armatures dans les voiles V_4 (25x375)

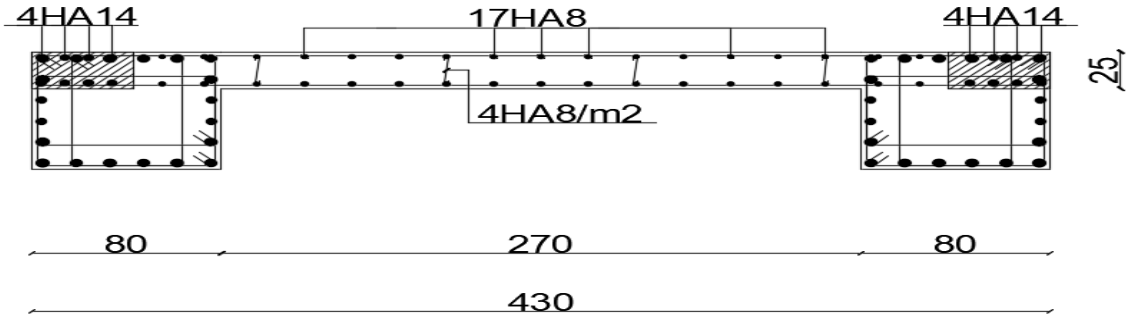


Figure V.12. Disposition des armatures dans les voiles V_5 (25x430)

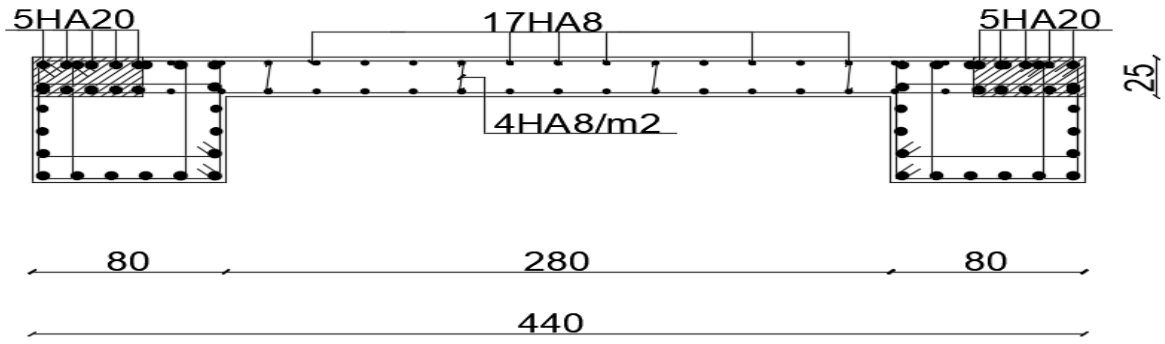


Figure V.13. Disposition des armatures dans les voiles V_6 (25x440)

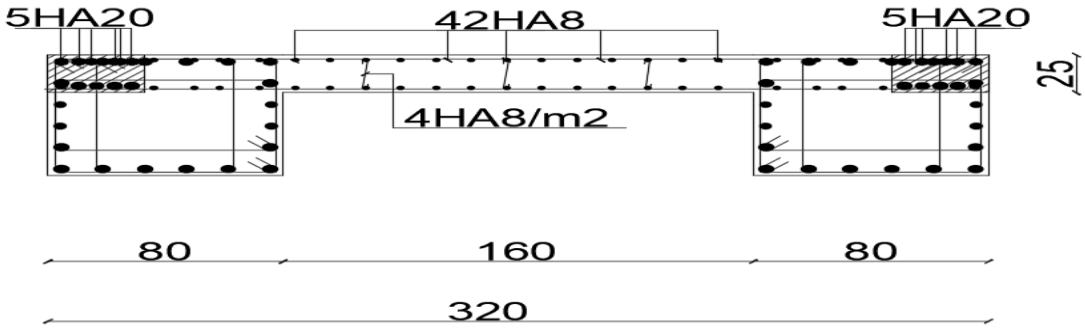


Figure V.14. Disposition des armatures dans les voiles V_8 (25x320)

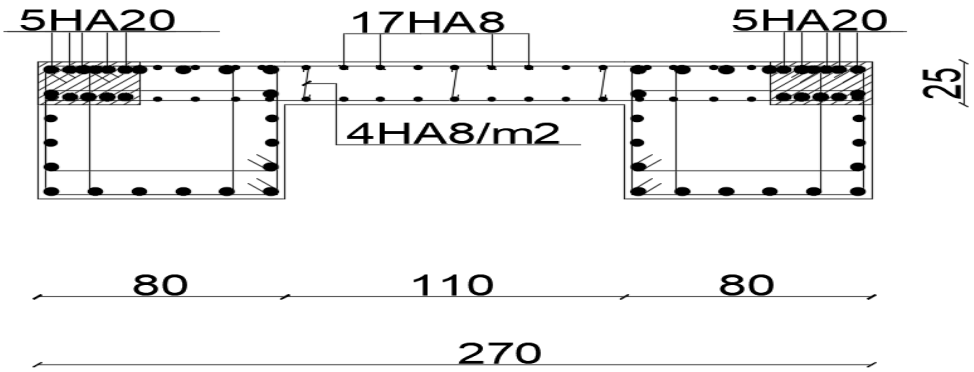


Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles V_9 (25x270)

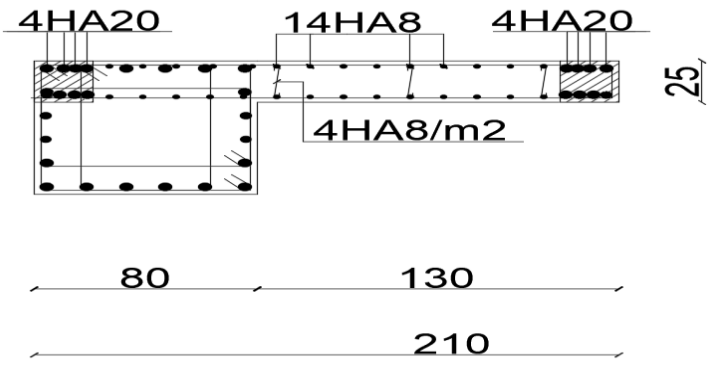


Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles V_{10} (25x210)

V.4.2. Les Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

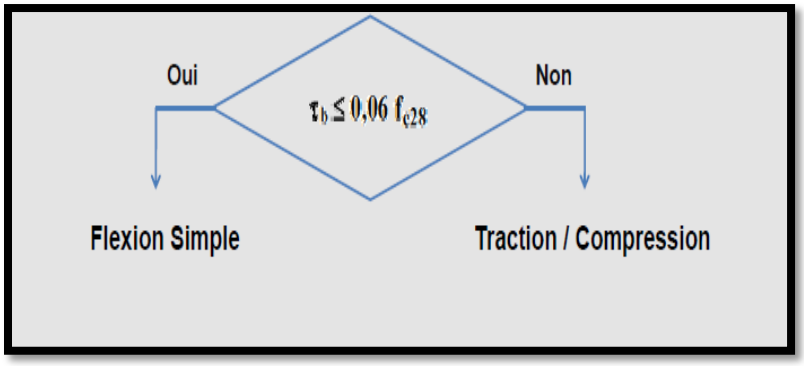


Figure V.17. Le ferraillage du linteau.

V.4.2.1. Recommandations réglementaires:

- Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement : **[Art 7.7.2]** (1)

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.06 \times f_{c28}$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ avec : $\bar{V} = 1.4\ V$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux:

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas : Voir **annexe 14**

1. Flexion simple
2. Traction / compression

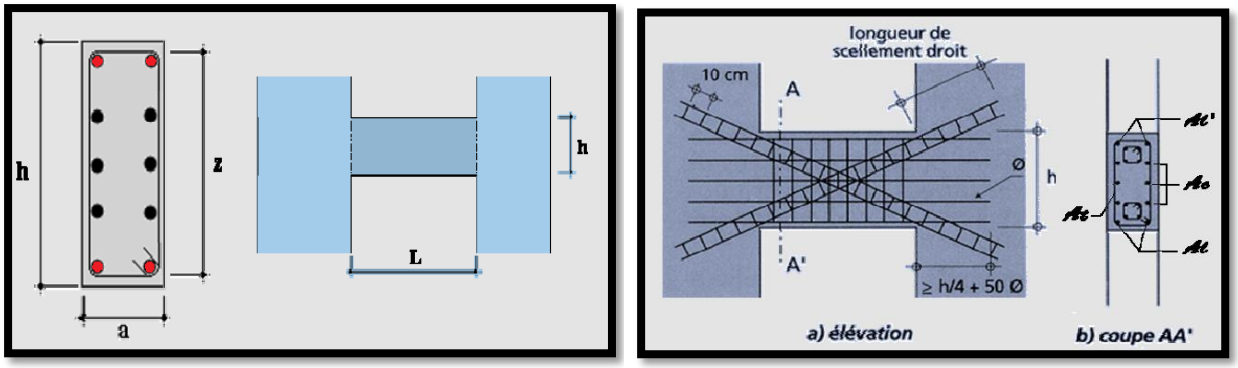


Figure V.18. Armatures de linteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant **:**

Tableau V.20. Calcul des armatures des linteaux;

Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	M (KN.m)	V (KN)	τ_b (MPa)	0.06 f_{c28}	$\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$
X	25	115	300	1413.09	1001.62	5.42	1.5	Traction/Compression
Y	25	115	250	1335.14	1104.29	5.97	1.5	Traction/Compression

V.4.2.3. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :

- ✓ A_d : armature diagonales.
- ✓ A_l : armature longitudinale.
- ✓ A_t : armature transversale.
- ✓ A_p : armature de peau

Tableau V.21. Calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

	A calculé (cm^2)				S_t (cm)	A choisie (cm^2)			
	A_D (cm^2)	$A_{l\,min}$ (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	$A_{c\,min}$ (cm^2)		A_D (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	A_p (cm^2)
V'1	34.47	4.31	0.94	5.75	15	**2x6HA20 =37.68**	**2x2HA12 =4.52**	**2HA8 =1.01**	**2x3HA12 =6.79**
V'2	32.49	4.31	0.94	5.75	15	**2x6HA20 =37.68**	**2x2HA12 =4.52**	**2HA8 =1.01**	**2x4HA12 =9.05**

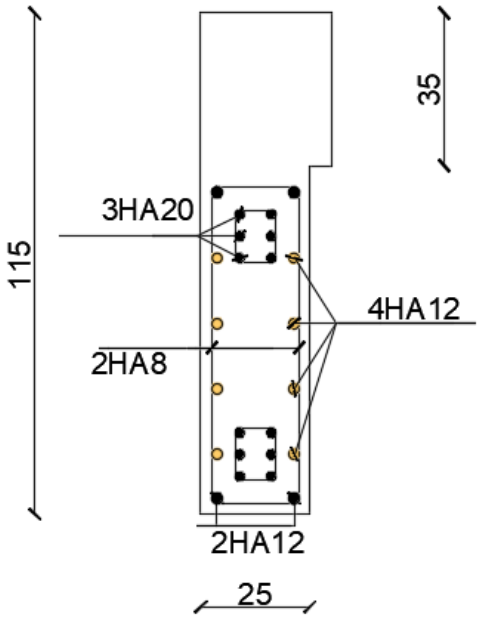


Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles V'$_1$ (115x250)

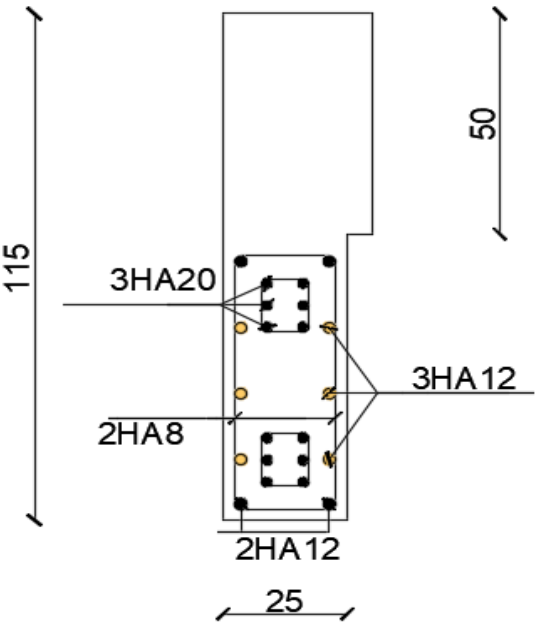


Figure V.20. Disposition des armatures dans les voiles V'$_2$ (115x300)

V.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

VI.1. Etude du sol :

VI.1.1. Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage. Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2. Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya de Alger.

VI.1.3. Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

Réalisation des essais in situ :

- ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- ✓ Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'à une profondeur de 1.5 mètres ;

Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4 Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- ✓ Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse.
- ✓ Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, non compressible et non gonflant.

Travaux de laboratoire :

Compte tenu du sol pulvérulent, nous n'avons pu extraire des échantillons intacts aux niveaux prévus pour l'encastrement des fondations.

📖 **Conclusion :**

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- ✓ Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis à vis des bétons d'infrastructure ;
- ✓ La profondeur d'ancrage est de **1.5m** par rapport au terrain naturel ;
- ✓ La contrainte admissible est prise égale à : σ_{sol} **= 1.50bars**
- ✓ La masse volumique humide : γ_{sol} **= 16.5KN/m^3**

VI.2. Etude des fondations :

VI.2.1. Introduction:

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité, l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes **:**

- ✓ Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- ✓ Elle joue un rôle d'appuis.
- ✓ Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- ✓ La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- ✓ Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix de type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ L'importance des charges.
- ✓ Rapprochement des poteaux et des voiles.
- ✓ La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

VI.2.3. Choix du type de fondation :

- ➢ Semelle isolée.
- ➢ Semelle filantes.
- ➢ Radier.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1,8bars), sur lequel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification : (Vérification du chevauchement entre les semelles). Chevauchement entre semelles isolées: $L \geq \frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5

- **L'enrobage " e " :**

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

- **La largeur " B " de la semelle :**

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique. $\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$

σ_{sol} = 0.15 MPa (donnée par le rapport du sol). $\Sigma_{semelle} = \frac{\sum N_{ser}}{S}$

- **Hauteur " h " de la semelle :**

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad , \qquad h = d+c = d + e + \frac{\Phi}{2}$$

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique. Pour ce faire nous devons premier lieu calculer la longueur élastique des semelles comme suit :

I : inertie de la semelle
E : module d'élasticité du béton
B : largeur de la semelle
K : coefficient de raideur du sol

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}}$$

Si : $L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

Si : $L > \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition identique à celle d'une poutre sur appuis élastique.

Les schémas suivants présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS et l'ELU :

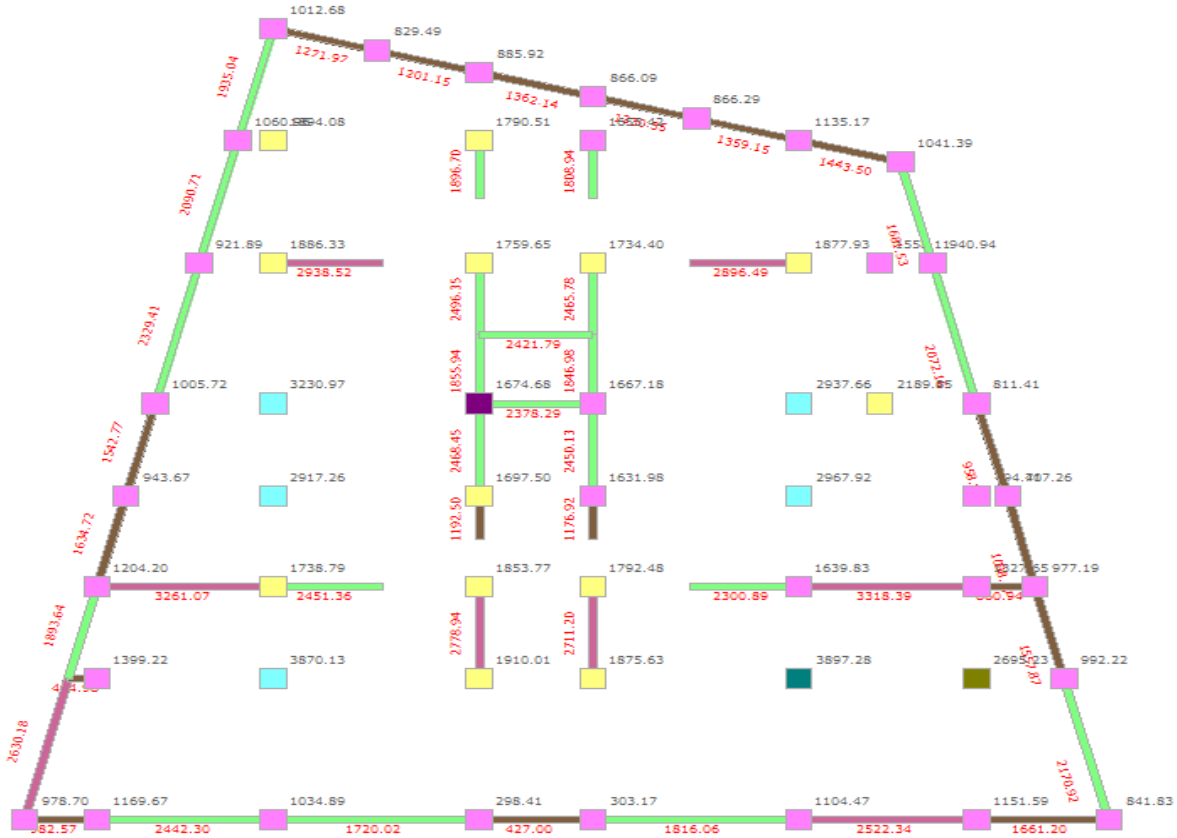


Figure VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

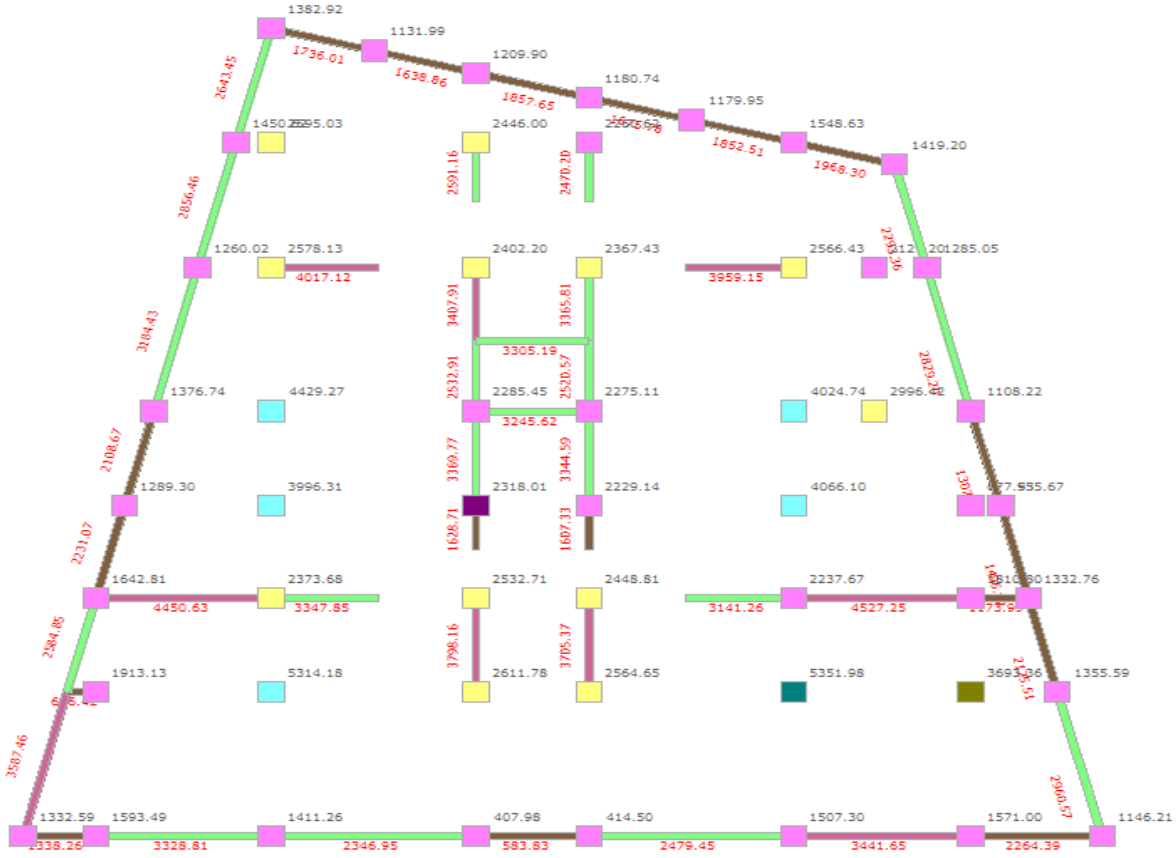


Figure VI.2. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

VI.2.3.1. Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b.

$S=A\times B=\frac{Nser}{\sigma sol}$, $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}\Rightarrow A=\frac{a}{b}\times B$, $B=\sqrt{\frac{Nser\times b}{\sigma_{sol}\times a}}$, $h\geq\frac{B-b}{4}+c$

$L\geq\frac{1.5(B+B\prime)}{2}$; $\sigma_{sol}=0.15$ MPa, c = 3 cm.

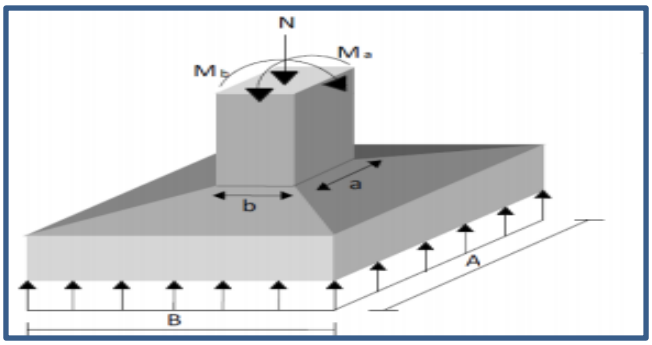


Figure VI.3. Semelle isolée

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées

	Semelle	N_{ser} (KN)	$M_{ser,x}$ (KN.m)	$M_{ser,y}$ (KN.m)	B (m)	B choisie (m)	H (cm)
a = b = 80 cm	S1	1674.68	-0.91	10.57	3.34	3.50	70
	S2	2695.23	7.76	18.27	4.24	4.40	95
	S3	3897.28	8.75	6.10	5.10	5.30	115

❖ **Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :**

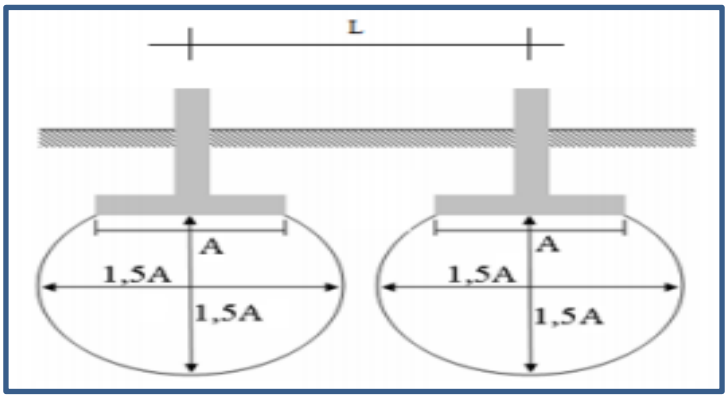


Figure VI.4. Les bulles de pression

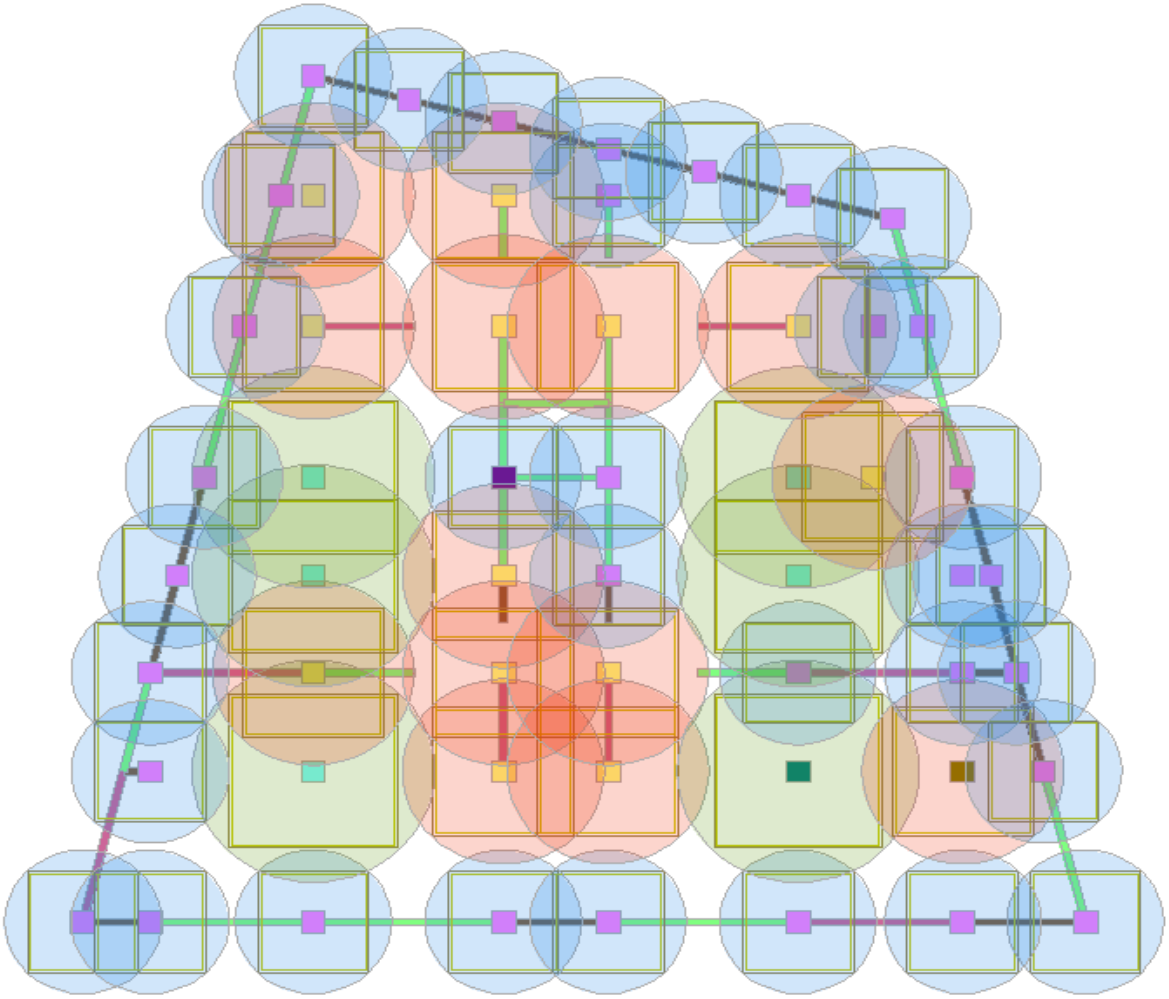


Figure VI.5. Les bulles de pression

Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semelles isolées

Semelle	L (m)	A_1 (m)	A_2 (m)	$\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5	$L \geq \frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5
S1-S1	326	3.50	3.50	5.25	CNV
S1-S2	3.55	3.50	4.40	5.93	CNV
S1-S3	3.60	3.50	5.40	6.68	CNV
S2-S2	3.60	4.40	4.40	6.60	CNV
S2-S3	3.60	4.40	5.40	7.35	CNV
S3-S3	3.60	5.40	5.40	8.10	CNV

Commentaire :

Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des déférents chevauchements dus aux dimensions de ces derniers Ces résultats nous amène à choisir des semelles filantes.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.3.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

S=1000×B (mm2)

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000\times B} \leq [\sigma_{sol}] \qquad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000\times[\sigma_{sol}]}$$

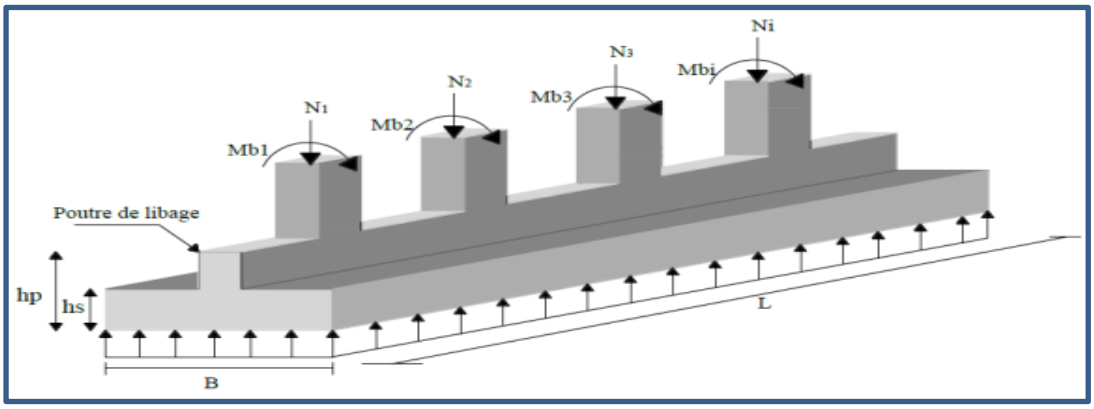


Figure VI.6. Schéma semelle filantes

❖ **Dimensionnement :**

Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles filantes.

Direction	Semelle	L(m)	$\sum N_{ser}$ Po (kN)	$\sum N_{ser}$ Vo (kN)	B(m)	h(cm)	σ(Mpa)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Suivant X	SF1	33.50	5972.47	11571.49	3.30	70	1.42	1.5	Vérifiée
	SF2	30.75	8319.88	494.98	1.80	30	1.40	1.5	Vérifiée
	SF3	28.95	5266.98	12192.65	3.70	80	1.47	1.5	Vérifiée
	SF4	27.20	5530.16	0.00	1.30	30	1.36	1.5	Vérifiée
	SF5	22.65	5339.65	5835.01	2.90	60	1.48	1.5	Vérifiée
	SF6	10.95	3200.29	0.00	1.50	30	1.44	1.5	Vérifiée
	SF7	20.04	3318.54	7868.26	3.30	70	1.43	1.5	Vérifiée
Suivant Y	SF1	31.84	3563.92	14056.47	3.40	70	1.44	1.5	Vérifiée
	SF2	10.75	5878.59	0.00	3.10	65	1.48	1.5	Vérifiée
	SF3	26.55	5492.29	12688.88	4.30	95	1.47	1.5	Vérifiée
	SF4	26.55	5330.14	12459.95	4.20	90	1.47	1.5	Vérifiée
	SF5	10.75	5721.35	0.00	3.00	60	1.48	1.5	Vérifiée
	SF6	26.50	3006.14	9538.60	2.8	55	1.45	1.5	Vérifiée

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\,\%$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{762.506}{801.61} = 95\%$$

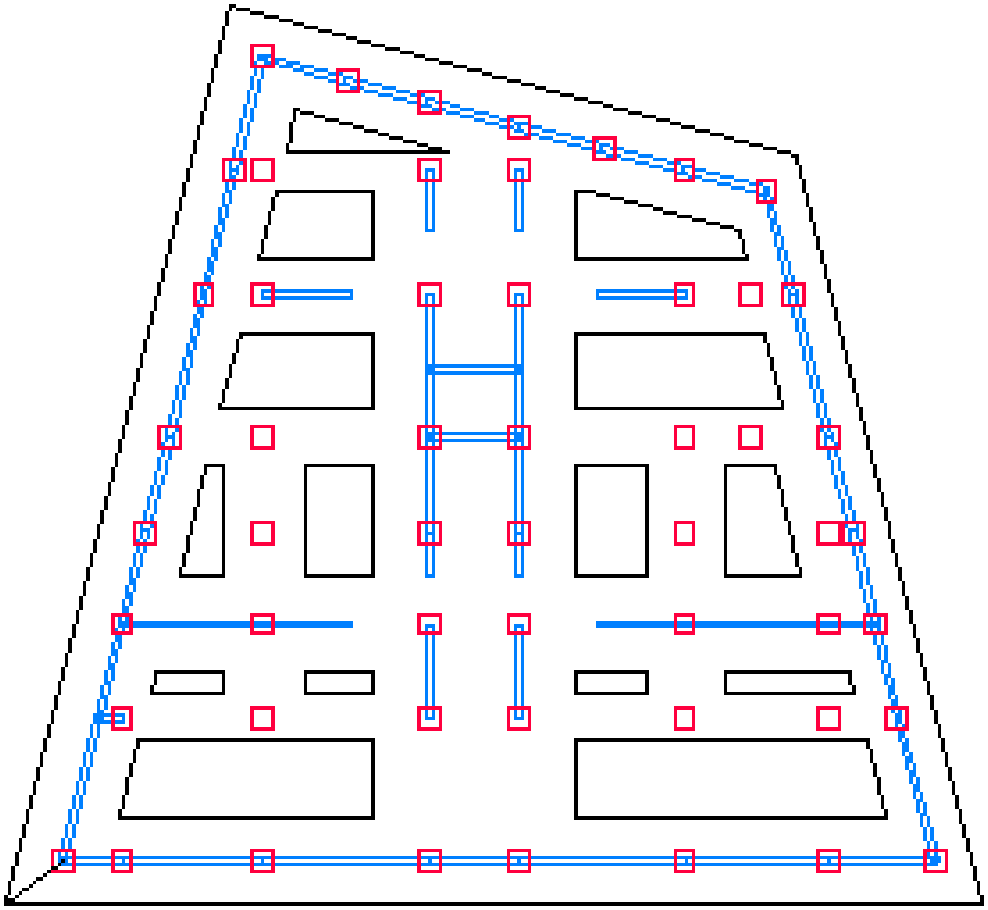


Figure VI.7**:** schéma présenté les semelles filantes.

Commentaire :

D'après ces résultats, La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles, Et qui nous mène à envisager un radier général comme fondation.

VI.2.3.3. Radier :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent.

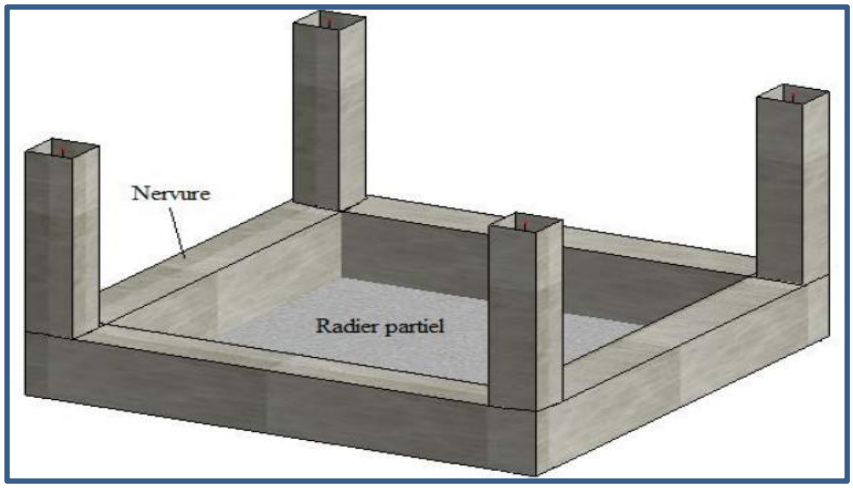


Figure VI.8. Schéma d'un radier nervure

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

- La surface du bâtiment = 801.61 m^2

VI.2.3.3.1. Dimensionnement du radier :

- **Dalle :**

La hauteur h de la dalle sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{635}{20}$ = 31.75 cm

Donc on adopter: h_d = 35cm.

VI.2.3.3.1. Détermination de la surface nécessaire du radier:

$\sum N_{ser} = 123857.75\ KN$

$S = \frac{Nser}{\sigma_{sol}} = \frac{\mathbf{123857.75*10^3}}{\mathbf{0.15}}$ = 8.25x10^8 mm^2 = **825 m^2**

Donc on adopt **: S =850m^2**

$P_{semelles}$ = S x h_d x $\rho_{béton}$ =850*0.35*25 =**7437.5 KN**

$P_{remblai}$ =S x (H-h_d) x ρ_{sol} =48.89*(6.12-0.35)*16.5 =**4654.57KN**

$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{remblais}$ = **135949.82KN**

$\frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{\mathbf{135949.82\ x\ 10^3}}{850\ x\ 10^6} = 0.159\text{MPa} \geq [\sigma_{sol}] = 0.15MPa$ …… CNV

Commentaire:

Alors on augmenter la surface de semelles, on adopter**: S =1100 m^2**

$P_{semelles} = S \times h_d \times \rho_{béton} = 1100*0.35*25 =$ **9625KN**

$P_{remblai} = S \times (H-h_d) \times \rho_{sol} = 298.39*(6.12-0.35)*16.5 =$ **28408.22KN**

$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{remblais} =$ **160762.14KN**

$\frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{161890.97 \, x \, 10^3}{1100 \, x \, 10^6} = 0.147\text{MPa} \geq [\sigma_{sol}] = 0.15MPa$ …… CV

Commentaire :

La surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment. **S=1100m²**

Donc : on a un débord de 260 cm pour chaque côté.

La section totale du radier est de : S= 1116.67 (m^2).

VI.2.3.3.2. Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

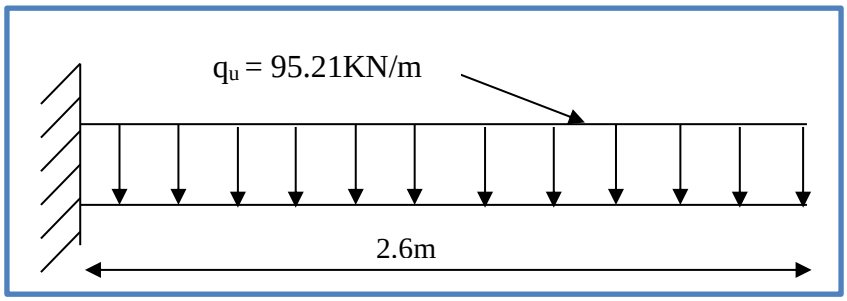


Figure VI.9. Schéma statique du débord de radier

✓ **Calcul des efforts :**

- **ELU :**

$q_u = 95.21\text{KN/m}$

$M_a = \frac{q_u.L^2}{2} = \frac{95.01x(2.6)^2}{2} = 321.79\text{KN.m}$

$R_a = T = q_u.L = 95.21 \times 2.6 = 247.53$ KN

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m.

Avec : b = 100 cm, h = 35 cm, d = 32 cm

Les résultats du ferraillage sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4. Ferraillage du débord

M_u(KN. m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
321.79	0.221	0.873	oui	0.00	33.12	**17HA16=34.18**

VI.2.3.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VI.5. Vérification de la contrainte de cisaillement

T_u(KN)	ζ	ζadm	vérification
247.53	0.77	2.5	oui

VI.2.3.3.4. Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité on doit vérifier:

$$N \leq 0,045.ht.\ \mu_c.\ fc28/\ \gamma_b$$

Avec:

μc: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur total du radier.

μc =2 (a+b +2.hradier)

b: Dimensions de poteau.

μc =2 (0,80+0,80 +2×0,35) =4.60 m

0,045.ht. μc . fc28/γ_b =0,045 × 350 × 4600 × 25/1,5 = 1207.5kN.

N = 5351.98 KN (N_{max})

N = 5351.98 KN > 1207.5 KN …….. CNV

D'après les calculs l'épaisseur de radier est insuffisant donc pour éviter le risque de poinçonnement en utilise les nervures dans les deux directions.

VI.2.3.3.5. Dimensionnement de la nervure :

- **Nervure :**

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{635}{10} =$ 63.5 cm

- **Hauteur total du radier (nervure):**

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{0.5L_{max}^4.K}{E}}$$

Avec :

K: module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

(K=4Kg/cm^3=4000t/m^3 pour sol moyen).

E: module de déformation longitudinale instantané E=32164.20MPa =3.2 x 10^6t/m^2

L_{max} : distance maximale entre deux nervures successives égale à 5.55m

$$h_r = \sqrt[3]{\frac{0.5\,x(5.55)^4\ x\ 4000}{3.2x10^6}} = 0.838m$$

Donc on adopter: h_r = 85cm

VI.2.3.3.6. Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité on doit vérifier:

$$N \leq 0{,}045.h_t.\ \mu_c.\ fc28/\ \gamma_b$$

Avec:

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur total du radier.

μ_c =2 (a+b +2.h_{radier})

b: Dimensions de poteau.

μ_c =2 (0,80+0,80 +2×0,85) =6.60 m

$0{,}045.h_t.\ \mu_c\ .\ f_{c28}/\gamma_b$ =0,045 × 850 × 6600 × 25/1,5 = 4207.5kN.

N = 5351.98 KN > 4207.5 KN …….….. CNV

μ_c =2 (0,80+0,80 +2×1.1) =7.60 m

$0{,}045.h_t.\ \mu_c\ .\ f_{c28}/\gamma_b$ =0,045 × 1100 × 7600 × 25/1,5 = 6270.00kN

N = 5351.98 KN < 6270.00 KN …….….. CV

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adoptera les dimensions suivantes :

h_d = 35cm …… Hauteur de la dalle

b = 80cm ……. Largeur de la nervure

h_n = 1100cm …….…... Hauteur de la nervure

VI.2.3.4. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93. La fissuration est considérée préjudiciable.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la

méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires (μ_x ,μ_y) qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport **:** $0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1$

Dans ce cas, les panneaux n'ayant pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

$\rho = \frac{5.50}{6.35} = 0.86 > 0.4$ ⇒ alors le panneau travaillant les deux directions.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91).

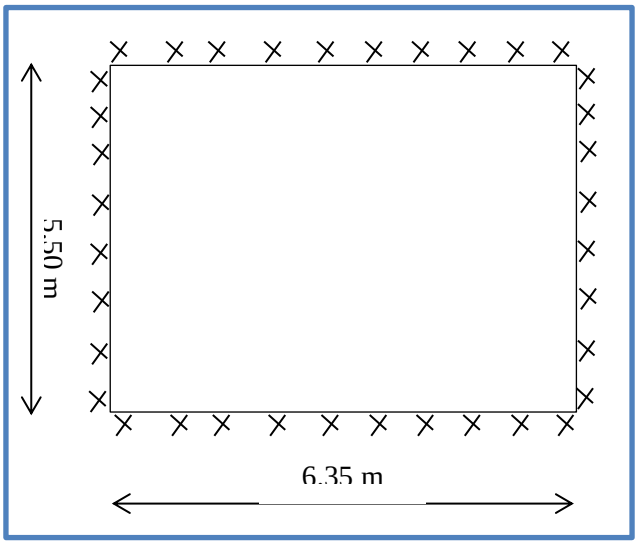


Figure VI.10. Panneau de dalle du radier

VI.2.3.4.1. Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- Panneau de dalle de rive :

Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y \end{cases}$

Moment aux appuis : M_{ax}= -0.5 M_x appui intermédiaire

M_{ay}= -0.3 M_x appui de rive

❖ Les charges appliquées au radier :

$q_{ELu} = \frac{\sum Nu + 1.35 \times (Pradier + P\ remblai)}{Sradier} = \frac{237499.50 + 1.35(9625 + 28408.22)}{1116.67}$

q_{ELu} = 258.67 KN/m^2.

$q_{ELs} = \frac{\sum Nser + (Pradier + P\ remblai)}{Sradier} = \frac{123857.75 + 9625 + 28408.22}{1116.67}$ = 144.98 KN/m^2

à l'ELU:

$M_x = \mu_x \times q_{elu} \times l_x^2$

Avec :

q_{elu}= 258.67 KN/m^2

$M_x = 0.0496 \times 258.67 \times (5.5)^2$ = **388.11 KN.m.**

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7052 \times 388.11$ = **273.69 KN.m.**

En travée:

$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 388.11$ = **329.89 KN.m**

$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 273.69$ = **232.64 KN.m**

Aux appuis:

$M_{1x} = M_{2x} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 388.11$ = **-149.06 KN.m**

$M_{1y} = M_{2y} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 388.11$ = **-116.43 KN.m**

à l'ELS:

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2$

Avec :

q_{ser} =144.98 KN/m^2

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0566 \times 144.98 \times (5.5)^2$ = **248.23 KN.m**

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7963 \times 248.23$ = **197.66 KN.m**

En travée:

$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 248.23$ = **210.99 KN.m**.

$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 197.66$ = **168.01 KN.m**.

Aux appuis:

$M_{1x} = M_{2x} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 248.23$ = **- 124.11 KN.m**

$M_{1y} = M_{2y} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 248.23$ = **- 74.47 KN.m**

VI.2.3.4.2. Détermination des armatures longitudinales :

B =100 cm, c = c'= 3 cm, h = ép. = 35 cm, σ_b = 14.2 MPa, σ_s = 348 MPa, Fe = 400 MPa

$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{350}{10}$ =35mm On choisit ϕ_x = 20mm ; ϕ_y = 20mm

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2} = 35 - 3 - \frac{2}{2}$ = **31cm** ; $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 31 - \frac{2+2}{2}$ = **29cm**

Tableau VI.6. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A choisi (cm^2)
Travée	**X**	329.89	0.227	0.869	0.392	CV	0	34.07	3.50	CV	**13HA20 = 34.56**
	Y	232.64	0.182	0.899		CV	0	24.79	3.50	CV	**11HA20 = 25.13**
Appui	**X**	-149.06	0.103	0.946	0.392	CV	0	14.15	3.50	CV	**8HA20 = 25.13**
	Y	-116.43	0.091	0.952		CV	0	11.71	3.50	CV	**5HA20 = 15.71**

VI.2.3.4.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15$ MPa

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} =$ Min $(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63$ MPa

Tableau III.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	X	210.99	34.56	14.06	$2.9x10^5$	10.65	CV	190.40	CV
	Y	168.01	25.13	13.20	$2.2x10^4$	9.95	CV	189.90	CV
Appui	X	- 124.11	25.13	12.21	$2.1x10^5$	7.28	CV	176.83	CV
	Y	- 74.47	15.71	9.77	$1.3x10^5$	5.70	CV	177.24	CV

VI.2.3.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

- Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17$MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\,L_y + L_x} = 322.7$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{322.7 \times 10^3}{1000 \times 310} = 1.04$MPa

$\tau_{ux} = 1.04$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa ……. **CV**

- Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$ MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y} = 309.87$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{309.87\, x\, 10^3}{1000\, x\, 290} = 1.06$MPa

$\tau_{ux} = 1.06$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa …… **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2.3.5. Ferraillage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimensions : b x h = (80 x 110) cm.

Le calcul des moments est déterminé pour une poutre de plusieurs travées à l'aide d'un logiciel de calcul qui a donné les résultats suivants :

Tableau VI.8. Calcul des charges ELU, ELS

$\sum Nu\ (KN)$	$\sum Nser\ (KN)$	Pnr (KN)	Prad (KN)	L (m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
12040.41	8792.59	541	1871.56	36.10	668.06	310.41

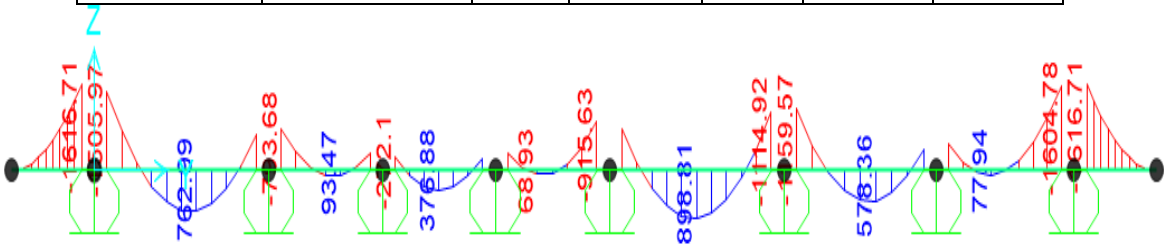


Figure VI.11. Schéma statique des moments dans la nervure en ELU

VI.2.3.5.1. Armatures longitudinales :

Pour le ferraillage on prend le moment max en appuis et en travées :

Tableau VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	M_u (KN.m)	μ	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)
Travée	898.81	0.069	25.05	**5HA20 + 5chHA20 =31.42**
Appui	1616.71	0.124	46.55	**5HA20 + 10chHA20=47.12**

VI.2.3.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

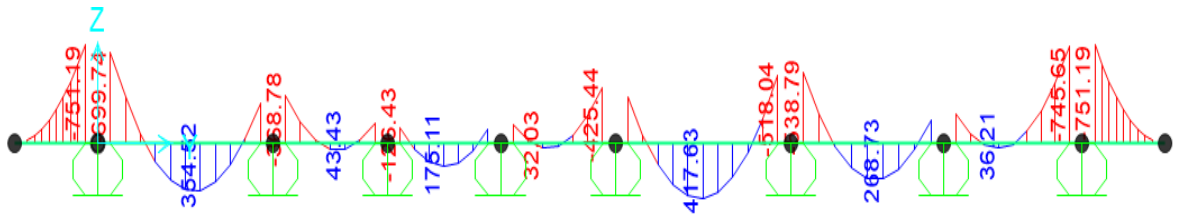


Figure VI.12. Schéma statique des moments dans la nervure en ELS

$\overline{\sigma_b}$=15MPa , $\overline{\sigma_s}$= 201.63MPa

Tableau VI.10. Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	417.63	31.42	3.18	134.71	42.62	Vérifiée	Vérifiée
Appui	751.19	47.12	4.99	164.40	68.11	Vérifiée	Vérifiée

VI.2.3.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_u :

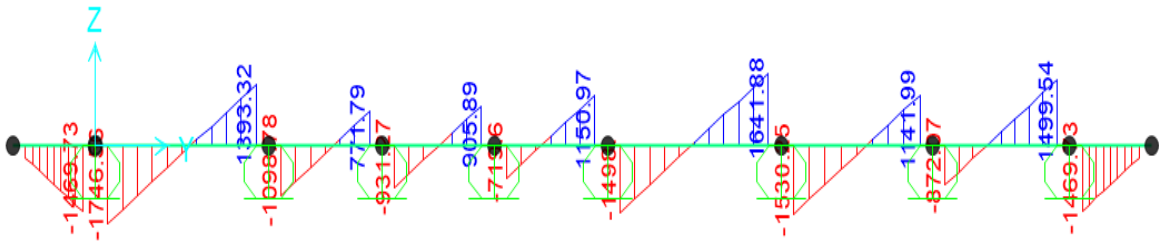


Figure VI.13. Schéma statique des efforts tranchants ELU

Du graphe en a : v_u=1746.56

$\overline{\tau_u}$=Min$\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ \text{MPa}\right]$=2.5 MPa (la fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable)

$\tau_u=\frac{Vu\ max}{b_0.d}=\frac{1746.56x\ 10^3}{800x1100}$ =2.04 MPa $\leq \overline{\tau_u}$ =2.5MPa …….……..…… CV

VI.2.3.5.4. Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		A_t choisie (cm²)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S (ZN)	S'(ZC) (cm)	
80x110	2.04	40	1.00	24	55.00	2.40	10	20	**5HA10=3.93**

VI.2.3.5.5. Armatures de peau selon CBA93 Art.7.3

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm²/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}1 = 3.3\ cm^2, \text{donc on adopte } 3HA12 = 3.39\ cm^2.$$

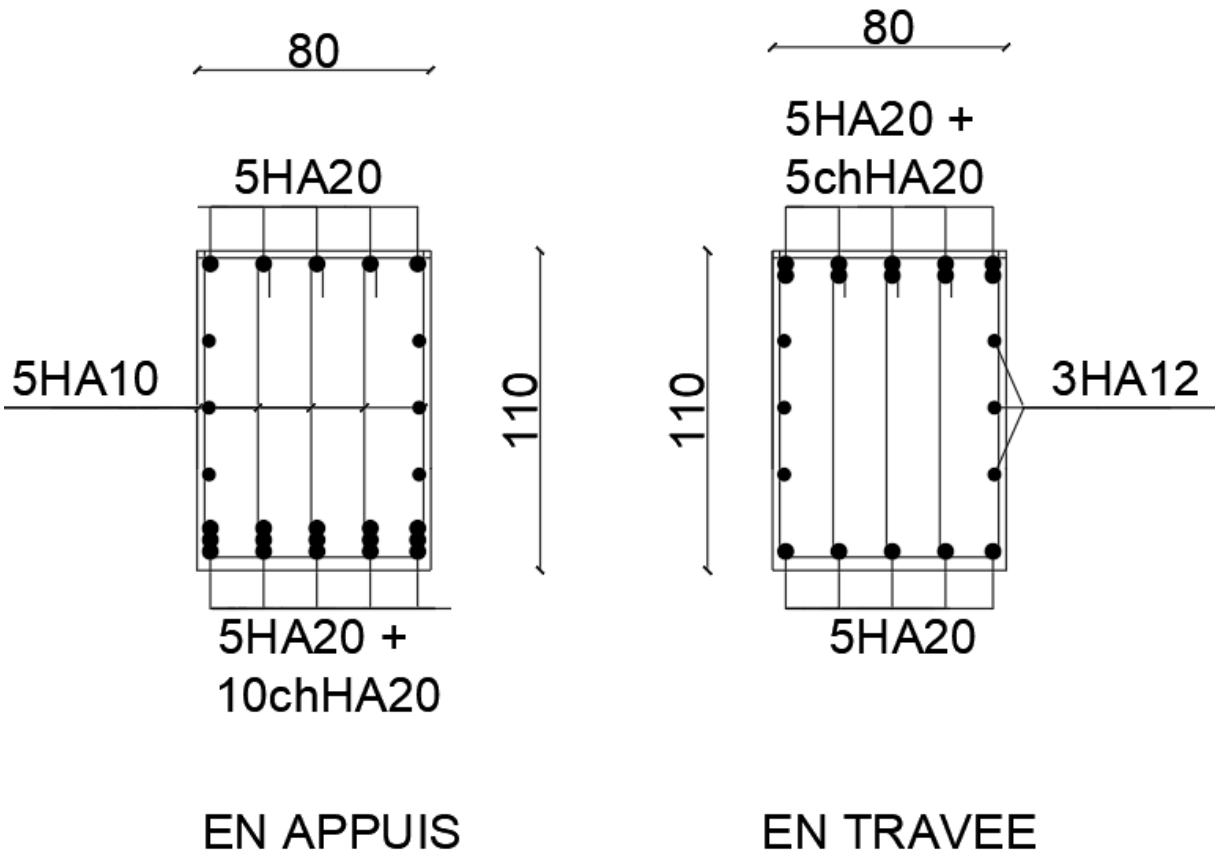


Figure VI.14. Ferraillage des nervures

VI.4. Etude de voile périphérique :

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

VI.4.1. Dimensionnement :

D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de 50Φ pour les renforcements des angles.
- ✓ On adopte une épaisseur **e = 25 cm**.

La hauteur de mur égale à 3.06m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.4.2. Détermination des sollicitations :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

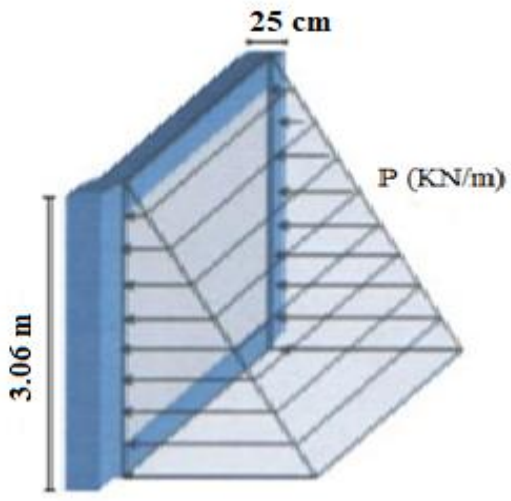


Figure VI.15. Mur de soutènement.

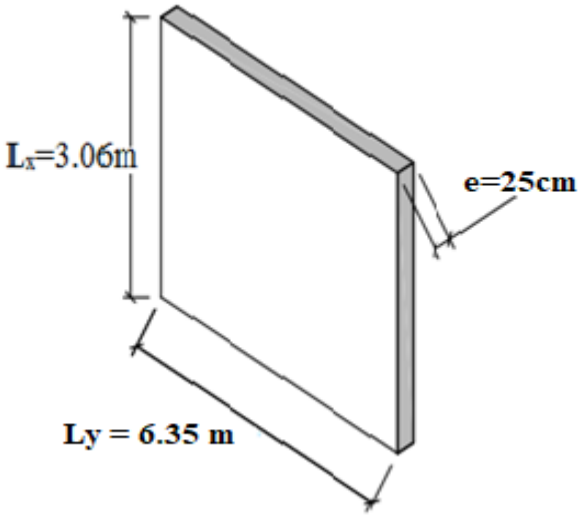


Figure VI.16. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.4.3. Méthode de calcul:

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres : $P = ½ K_a . \gamma.H^2$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : φ =20° ; γ = 16.5 KN/m^3 ; H=3.06m

$K_a = tg^2 (\frac{180}{4} - \frac{20}{2}) = 0.49$

Donc : **P= 37.87KN/m**

VI.4.4. Calcul des moments :

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

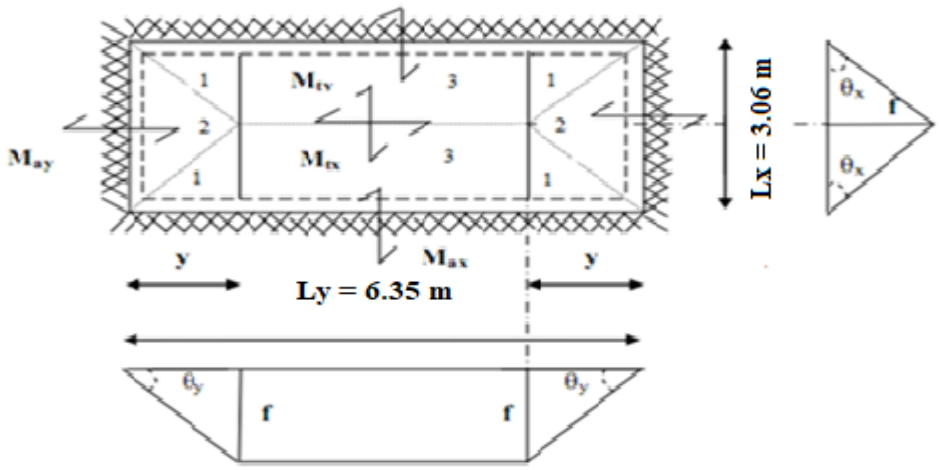


Figure VI.17. Les lignes de ruptures dans le panneau

VI.4.4.1. Méthode des lignes de rupture :

Tableau III.12. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (9.72 - 1.02y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{5.26}{y} + 12.54)$

III.6.4.2. Calcul des moments :

Tableau III.13. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\left(\frac{\frac{5.26}{y}+8.06}{2.06-0.38\,y}\right)$	$M_x = \mu_x P_s L^2{}_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$q_u = 1.35 \times 37.87 = 51.12$ KN/m	$P_s = 37.87$ KN/m^2	
y = 2.01 m	ρ = 0.482	$\mu_x = 0.1026$ $\mu_y = 0.3491$
q = 2.22 Mu Mu = 0.45 q	$M_x = 0.1026 \times 37.87 \times (3.06)^2 = 36.38$ KN.m $M_y = 0.3491 \times 36.38 = 12.70$ KN.m	
Mux = Muy =0.45x51.12=23.03KN.m Max = May = -0.5*23.03 = -11.51KN.m	$M_{tx} = 0.75 \times 36.38 = 27.29$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 12.70 = 9.53$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 27.29 = -18.19$ KN.m.m	

VI.4.5. Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable :

On a : $\rho = \frac{3.06}{6.35} = 0.482 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaillant les deux directions.

b=100cm, c= c'= 3cm, h= ep= 25cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

On choisit $\phi_x = \phi_y = 10$mm

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2} = 25 - 3 - \frac{1}{2} =$ **21.5 cm** ; $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 21.5 - \frac{1+1}{2} =$ **20.5cm**

Tableau VI.14. Ferraillage du mur de soutènement.

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En Travée	X	23.03	0.035	0.982	0.392	CV	0	3.13	2.5
	Y	23.03	0.039	0.980		CV	0	3.29	2.5
En Appuis	X	11.51	0.017	0.991	0.392	CV	0	1.55	2.5
	Y	11.51	0.019	0.990		CV	0	1.63	2.5

VI.4.6. Vérification A l'E.l.S :

On considère la fissuration est préjudiciable :

$\bar{\sigma}_b$ = 15 MPa, $\bar{\sigma}_s$ = 201.63 MPa

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	A choisi (cm^2)
En Travée	X	27.29	7.92	0	6.14	4.46	CV	172.96	CV	**7HA12 = 7.92**
	Y	9.53	5.50	0	5.12	1.93	CV	89.81	CV	**7HA10 = 5.50**
En Appuis	X	18.19	5.50	0	5.26	3.42	CV	163.34	CV	**7HA10 = 5.50**
	Y	18.19	5.50	0	5.12	3.68	CV	171.42	CV	**7HA10 = 5.50**

VI.4.7. Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{7}$ = 14.28cm ≤ Min (3h= 105cm ; 33cm) = 33cm …….... CV

$S_a = \frac{100}{7}$ = 14.28m ≤ Min (4h= 140cm ; 45cm) = 45cm …….....……..……..... CV

VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\, x\, 25}{1.5}$ = 1.17MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x}$ = 63.03 KN ; $\tau_{ux} = \frac{63.03 x\, 10^3}{1000\, x\, 215}$ = 0.29MPa

τ_{ux} = 0.29MPa ≤ $\overline{\tau_u}$ = 1.17MPa ……..…… **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$ = 1.17MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y}$ = 52.14KN ; $\tau_{ux} = \frac{52.14\, x\, 10^3}{1000\, x\, 209}$ = 0.25MPa

τ_{ux} = 0.25 MPa ≤ $\overline{\tau_u}$ = 1.17MPa ……..……..…… **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.9. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{306} = 0.082 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{27.29}{20\, x\, 36.38} = 0.038$ ……..…….... **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{7.92}{100\, x\, 21.5} = 0.0037 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ……...……..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{5.50}{100\, x\, 20.9} = 0.0026 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ……...……..... **CV**

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000 version 21.0.2
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2019
- Microsoft office 2016

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis d'appliquer l'aspect théorique de la formation de l'ingénieur civil, afin d'approfondir nos connaissances à partir de documents techniques et organisationnels, d'appliquer des méthodes de calcul modernes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures du bâtiment.

D'après l'étude réalisée dans le cadre de ce projet de fin d'étude qui est un bâtiment RDC+11+2SS, il est à noter que pour obtenir une bonne conception antisismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début. Le projet vise à supporter toutes les limitations causées par la structure approuvée par rapport à l'architecture proposée et à atteindre une sécurité maximale de la structure sans surcoût significatif.

Enfin, l'objectif principal d'un ingénieur d'études est de minimiser les risques de tremblement de terre et de faciliter l'exécution des travaux en adoptant la conception optimale qui répond aux exigences architecturales et de sécurité.

Dans le même temps, nous avons travaillé autant que possible pour accepter les principaux critères, à savoir: la sécurité, l'économie, le fonctionnement et l'esthétique.

Annexe 1

La loi de dégression

$Q_0 + \frac{3+n}{2\,n}(Q1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

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

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, **Q2**,**Qn** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2\,n}$ à partir du cinquième étage (on démarre de haut en bas).

Charge d'exploitation : Q_{total}

$Q_{total} = Q \times S_t$

Plancher terrasse : $Q_0 = Q_{terrasse} * St$

10^{eme} : $Q_0 + 1 * Q_1$;

$9^{éme}$: $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$;

$8^{éme}$: $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

$7^{éme}$: $Q_0 + 0.85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

$6^{éme}$: $Q_0 + 0.80 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$;

$5^{éme}$: $Q_0 + 0.75 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$;

$4^{éme}$: $Q_0 + 0.714 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$;

$3^{éme}$: $Q_0 + 0.688 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$;

$2^{éme}$: $Q_0 + 0.667 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$;

1^{ere} : $Q_0 + 0.650 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q10)$;

RDC: $Q_0 + 0.636 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$;

S-S 1 : $Q_0 + 0.625 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$;

S-S 2 : $Q_0 + 0.615 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$;

Annexe 2

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$\mu_l = 0.392$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\ .\ \mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

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

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

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

avec:

n=15;

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.

Adéfaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures,on peut admettre que les flèches$f_i$et f_v sont égales à:

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

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

Annexe 3

la méthode forfaitaire: (pour les poutres)

III.3.2.2.1. Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions du la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2.

$Q \leq \text{Max } [2\ G \text{ et } 5\ KN/m^2]$

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$$0.8 \leq Li / L_i + 1 \leq 1.25$$

3- Dans les différentes travées en continuité.
4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.
5- La fissuration est peu nuisible.

IV.1.1.1. III.3.2.2.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2}\ ]\ M_0$ pour travée de rive

  $M_t = [\ \frac{1+0.3\alpha}{2}\ ]\ M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq \text{Max } [1.05\ M_0 \text{ et } (1+0.3\ \alpha)\ M_0]$

--- Moment sur appuis :

- M = 0,2M0……appuis de rive
- M = 0,6M0……pour une poutre à deux travées
- M = 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

- ✓ M_0 : Moment isostatique. - $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

- $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)

- ✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.
- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -\ 0.5\ M_0$

--- les efforts tranchants :

$T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me + M\,w}{L}$

$T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me + M\,w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Annexe 4

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• Exposé de la méthode

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas
applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

• **portée fictive**

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L\ pour\ une\ travée\ de\ rive\ avec\ appui\ simple\ de\ rive. \\ 0.8L\ pour\ une\ travée\ intermédiaire. \end{cases}$$

•**Coefficient de rigidité**

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où :

$$\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

Donc :$\gamma = \frac{I_w l'_e}{I_e l'_w}$

•**Cas particulier**

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

• **Le coefficient de rigidité**

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

• **Le moment aux appuis**

M_{app}=0,2M_0……Appuis de rives

$M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$……Appuis intermédiaire

• **Le moment en travée**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Annexe 5

Ferraillage des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

Détermination de :

$\mu \langle \mu_l = 0{,}392$ $\Rightarrow$ $A_s' = 0$ (armatures de compression)

ß = 0.5+√(1-2u) /2

$$At = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

Annexe 6

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

$\overline{\tau_u}$=Min$\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right]$= 2.5 MPa ……la fissuration est prujuduciable

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa ; 5MPa\right]$$ ……la fissuration est peu prujuduciable

Calcul des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right]$

$a_t = \frac{\pi\phi^2}{4}$; $n_t = 2$; $A_t = a_t.n_t$

a. Escapement:

$S_t \leq min[0.9\,d\,, 40\,cm]$

Selon le R.P.A 99 **[Art A.7.5.2.2]**

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec:

K=1 flexion simple et la (fissuration est peu nuisible)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}$$

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence . $F_e E40$

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

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

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

Annexe 7

Condition de la flèche de la méthode forfaitaire

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

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

-Pour les Poutrelles

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

-Pour les Dalles Pleines

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

Avec $M_t = k \times M_0$ k : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

Calcul de la flèche :

$\rho = \dfrac{A}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \beta_1$ (Tableau).

$\sigma_s = \dfrac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

$\lambda_i = \dfrac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)\rho}$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$

$\mu = 1 - \dfrac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow$

✓ Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\dfrac{b_0.h^2}{2} + \dfrac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A}$$

✓ Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}}$$

$\Delta f = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f < \bar{f}$

Avec: $\bar{f} = 5cm + \dfrac{L}{1000}$

Annexe 8

Méthode des lignes de rupture

III.5.2.1 Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.5.2.2 Principe de calcule :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $T_{ext} = q. S. f$

Avec :

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f= f/3 : triangulaire.

f= f/2 : rectangulaire.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

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

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

III.5.4. Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) On schématise :

- Un côté libre par trait continu.

- Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

- Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

Annexe 9

Méthode de forfaitaire pour les dalles

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x P L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'état limite ultime} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

- Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.85\ M_x$

$M_{ty} = 0.85\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.3\ M_x$ (appuis de rive)

$M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

- Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75\ M_x$

$M_{ty} = 0.75\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x}$ $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x}$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y}$ $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y}$

Annexe 10

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

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

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

Selon le RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

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

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

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

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

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

Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2+\alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\,cm]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h :Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

La contrainte de cisaillement

$\overline{\tau_{ub}} = \rho_d \times f_{c28}$

ρ_d = 0,075 ……. Si l'élancement $\lambda \geq 5$

ρ_d = 0,04 ……..……. Si l'élancement $\lambda < 5$

Les armatures transversales des poteaux

- **Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:**

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

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

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

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

St ≤ Min [0.9d ; 40cm].

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** k = 1+3× $\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

Avec : A_t: Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

On prend : f_e=400 MPa.

Selon le RPA99 version 2003 : **[Art.7.4.2.2]**

Les armatures transversales des poteaux

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

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : La hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Annexe 11

V.5.1.1. Les armatures verticales

Section minimales et maximales

- **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\% \, B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%$ B_c: La section horizontale courante.

- **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Annexe 12

Vérification des contraintes à l'ELU

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ Et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$
- La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

  La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0\ d}$

  Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

  b_0 : épaisseur du voile.

  d : hauteur utile. d = 0.9h.

  h : hauteur total de la section brute

  La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Annexe 13

Les armatures horizontales des voiles

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

- **Selon le CBA93**

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales. $\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA2003**

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Annexe 14

Ferraillage des linteaux

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$)

On devra disposer

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

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux

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

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

Linteau long

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

Aciers diagonales :

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

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) **Armatures transversales**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Annexe 14

LES CHARGES THERMIQUES CBA93 [ART A .3.1.3.3]

$\delta_t = E * \varepsilon$

$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

$\delta_t = \frac{N_t}{S} = E * \varepsilon$ Avec $N_t = \varepsilon * S * \Delta T * \cancel{\theta}$

$$\Delta T = [\ T_{min} - T_{max}]$$

$\varepsilon = \Delta T * L * \cancel{\theta}$