REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

CONCEPTION ET ANALYSE D'UN BÂTIMENT À PLUSIEURS ÉTAGES (SOUS-SOL +RDC + 8 NIVEAUX) À USAGE HABITATION

Présenté par

CHERAI Atika

Proposé et Dirigé par

Dr. BOUKHELKKHAL Djamila

Dr. GUENDOUZ Mohamed

Promotion Septembre 2020

Remerciment

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu « ALLAH »qui m'a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

La réalisation de ce travail a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance à mes promoteurs Dr.BOUKELKAL Djamila et Dr.GUENDOUZ mohamed, pour leur patience, leur disponibilité et surtout pour leurs Conseils et leur aide précieuse

Je remercie aussi Mr. OULD TURKI Benaissa Pour les diverses guides et conseils enrichissants

Je désire aussi remercier les professeurs de l'université de « Dr yahia fares –MEDEA-», qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires ; tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner mon travail.

Je n'oublie pas mes parents et ma familles pour leur Contribution, leur soutien et leur patience. Enfin, je remercie Sincèrement tous mes porches et amies qui m'ont toujours soutenu et encouragé lors de la préparation de cette thèse.

CHERAI Atika

Dédicasse

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers:

Les parents les plus chers au monde, PAPA Noureddine et MAMA Meriem

Mes frères : Islam, Abd elbaki et Abd elillah

Mes grands-pères : Mokhtar, Atika, Abd errezak et Yamna

Toute la famille CHERAI sans exception

Tous mes enseignant depuis ma première année primaire jusqu'à ma soutenance

L'âme de notre enseignant ABD ALLAH ELHADJ Abd elkader « Allh yerhmou »

Mes chers amis : Zahira ;Kaouthar ;Nedjoua ;Sarah ;Ibtihal ;Khaoula ;Ahlam et Ibtissam.

CHERAI Atika

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال سكني تتألف من (قبو + طابق ارضي+ 8 طوابق) و المقرر بناؤها بولاية (الجزائر)و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية (III).
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+ الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج(SAP2000 Version 20)
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en **SOUS-SOL + RDC + 8 ETAGES** qui sera implanté à (Alger), classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de haute sismicité (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CAB 93 et RPA 99**)

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel (**SAP 2000V20)**.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling, buildings. Including:
Underground + first floor + 8 floors. That will be established in Algiers, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of high seismicity (zone **III**)

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (**CAB 93 and RPA 99).**

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software **SAP 2000.**

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction……..…….……...…...1

I.2. Destination et situation…….…….…….……...……..…1

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage……...……..1

I.3.1. Dimensions en plan…….....1

I.3.2. Dimensions en élévation……...……...…..…..…….2

I.4. Conception de la structure……...…….....2

I.4.1. Ossature de l'ouvrage……....…….……2

I.4.2.Planchers……....……2

I.4.3. Maçonnerie…….....2

I.4.4. L'acrotère……....……..3

I.4.5. Les escaliers…….....3

I.4.6. Ascenseur …….....….3

I.4.6. Infrastructure……....…...3

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux…….....3

I.5.1. Le béton.....…….....….....3

I.5.2. Ciment…….....…..….....4

I.5.3. Granulats…….....……...….....4

I.5.4. Béton armé…….....…….…….....….4

I.5.4.1. Résistance du béton…….....…….....….4

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression.....4

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction.....5

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 5

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale.....5

I.5.5. Acier.....5

I.6. Principe de calcul du CBA 93.....6

Sommaire

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction…….....7

II.2. Pré dimensionnement des planchers…….....….....7

II.2.1. Planchers à corps creux…….....….....7

II.2.1.1. Condition d'isolation acoustique 8

II.2.2. Les dalles pleines…….....…….....8

II.2.2.1. Critères de résistance.....8

II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie.....8

II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique.....9

II.3. Pré dimensionnement des poutres…….....9

II.4. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations.....10

II.4.1. Plancher corps creux.....10

II.4.1.1. Plancher terrasse.....10

II.4.1.2. Plancher courant.....10

II.4.2. Maçonnerie.....11

II.4.2.1. Murs intérieurs (simple cloison).....11

II.4.2.2. Murs extérieurs (double-cloison).....11

II.4.3. Charges d'exploitation.....11

II.5. Pré dimensionnement des poteaux…….....….…….12

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement…….....…….…..12

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf.....13

II.5.3. Les dimensions des poteaux.....13

II.5.4. Calcul de l'effort N^{-}.....14

II.5.5. Choix du poteau le plus sollicité.....15

II.5.6. Calcul de La surface reprise par le poteau.....15

II.5.7. Descente des charges.....16

II.5.7.1. Détermination des charges permanente.....16

II.5.7.2. Détermination de sur charges d'exploitation.....16

II.5.7.3. Vérification de la capacité portante.....17

II.5.7.4. Vérification aux zones nodales.....18

II.6. Pré-dimensionnement des voiles 20

Sommaire

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1.introduction.....22
III.2. Acrotère.....22
III.2.1. Principe de calcul 22
III.2.2. Evaluation des charges et surcharges 23
III.2.3. Détermination des efforts 23
III.2.4. Calcul de ferraillage.....23
III.2.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS).....23
III.2.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....24
III.3. Plancher à corps creux.....24
III.3.1. La dalle de compression.....24
III.3.2. Les poutrelles.....26
III.3.2.1. Poutrelle d'étage courant.....26
III.3.2.1.1. Avant coulage..... 26
III.3.2.1.2. Après coulage.....26
III.4. Les escaliers.....33
III.4.1. Escalier d'étage courant.....33
III.4.1.1. Dimensionnement.....33
III.4.1.2. Evaluation des charges et surcharges.....34
III.4.1.2.1. Charges permanentes.....34
III.4.1.2.2 Charges d'exploitation.....35
III.4.1.3. Détermination des sollicitations.....35
III.4.1.4. Détermination des efforts.....36
III.4.1.5. Ferraillage.....36
III.4.1.5.1. Armatures longitudinales.....36
III.4.1.5.2. Armatures de répartition.....37

Sommaire

III.4.1.6. Vérification à l'ELS.....37
III.4.1.7. Vérification de l'effort tranchant.....37
III.4.1.8. Vérification de la flèche.....37
III.5. Calcul de la Poutre palière.....38
III.5.1.pré-dimensionnement.....38
III.5.2. Charges revenant à la poutre.....38
III.5.3. Calcul des efforts.....39
III.5.4. Calcul de ferraillage.....39
III.5.4.1. Armatures longitudinales.....39
III.5.4.2. Armatures transversales.....40
III.5.4.3. Vérification à l'ELS.....40
III.5.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....40
III.5.4.5. Vérification selon (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1).....40
III.5.4.6. Vérification de la flèche.....40
III.6. Les dalles pleines.....41
III.6.1. Introduction.....41
III.6.2. Détermination des charges.....41
III.6.3. Ferraillage.....41
III.7. Dalle machine.....44
III.7.1. Introduction.....44
III.7.2. Détermination de l'épaisseur.....44
III.7.3. La charge permanente et la charge d'exploitation.....45
III.7.4. Ferraillage 45

CHAPITRE VI : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....48
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure.....48
IV.2.1. Centre de masse.....48
IV.2.2. Centre de torsion.....49
IV.2.2.1.Calcul de la rigidité des éléments résistants.....49

Sommaire

IV.2.2.1.1. Les poteaux.....49
IV.2.2.1.2. Les refends pleins.....49
IV.2.3. Excentricité.....51
IV.2.3.1. Excentricité statique.....51
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle.....51
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....52
IV.3.1. Introduction.....52
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7).....53
IV.3.2.2. Principe de la méthode.....53
IV.3.2.3. Modélisation.....53
IV.3.2.4. Le spectre de réponse de calcul.....53
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique.....55
IV.3.3.1. Analyse modale.....55
IV.3.3.1.1. Comportement modal.....55
IV.3.3.1.2 Participation massique (dissipation d'énergie).....56
IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique.....56
IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure.....56
IV.3.3.2.2. Résistance des éléments.....61
IV.4. Conclusion.....63

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction.....64
V.2. Ferraillage des poutres.....64
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres.....64
V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS.....65
V.2.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....65
V.2.1.3. Ferraillage transversal des poutres.....66
V.2.1.4. Vérification de la flèche.....66
V. 3. Ferraillage des poteaux.....67
V.3.1. Armatures longitudinales.....67

Sommaire

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS…….....69
V.3.3. Armatures transversales…….....70
V.4. Ferraillage des voiles…….....….71
V.4.1. Ferraillage des trumeaux…….....71
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales…….....….....71
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU….....…..……..71
V.4.1.3 Armatures transversales.....72
V.4.2. Ferraillage des linteaux…….....…….....72

CHAPITRE IV : Calcul des fondations

VI.1. Introduction……...…...75
VI.2. Types de fondations…….....75
VI.3. Caractéristiques du sol…….....75
VI.4. Choix du type de fondations……...76
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau…… …….....…….....76
VI.4.1.1 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles....77
VI.4.2. Semelle filante…… …….....77
VI.4.2.1 Ferraillage de semelle filante.....78
VI.4.2.1.1 Ferraillage de semelles filante sous plusieurs poteaux.....78
VI.4.2.1.2 Ferraillage de semelles filantes sous voile.....79
VI.4.2.2. Poutre de Libage.....79
VI.5. Les longrines…….....…….....85
VI.6. Les voiles périphériques…….....…….....86
VI.6.1. Calcul de la poussée des terres…….....…….....86
VI.6.2. Calcul de ferraillage…… …….....….....87
VI.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS…….....…….....88
VI.6.4. Vérification au cisaillement à l'ELU.....88

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Tableau II.1. Pré dimensionnement des poutres.....9
Tableau II.2. Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).....10
Tableau II.3. Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).....10
Tableau II.4. Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.....11
Tableau II.5. Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.....11
Tableau II.6.Vérification du coffrage des poteaux.....14
Tableau II.7. Calcul de l'effort N^{-} 15
Tableau II.8.les charges permanents.....16
Tableau II.9. Les sur charges d'exploitation.....17
Tableau II.10. Vérifications du 1,1N_ultimeetN_U.....18
Tableau II.11. Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.....19

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....23
Tableau III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère.....23
Tableau.III.3.le ferraillage adopté.....23
Tableau III.4. Vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant.....26
Tableau III.5. Les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU.....27
Tableau III.6. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant.....28
Tableau III.7.les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS.28
Tableau III.8. Vérification à l'ELS de la poutrelle d'étage courant.....29
Tableau III.9. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....29
Tableau III.10.Vérification de la flèche de poutrelle d'étage courant.....29
Tableau III.11. Les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU.....30

Liste des tableaux

Tableau III.12. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle de la terrasse..... 31
Tableau III.13. Les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle de la terrasse à l'ELS..32
Tableau III.14.Vérification à l'ELS de la poutrelle de la terrasse 32
Tableau III.15.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....32
Tableau III.16.Vérification de la flèche de poutrelle de la terrasse à l'ELS.....33
Tableau III.17. Charge permanente de la paillasse.....34
Tableau III.18. Charge permanente du palier de repos.....35
Tableau III.19. Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant.....35
Tableau III.20. Détermination des efforts.....36
Tableau III.21. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant..... 36
Tableau III.22. Vérification de la section d'armatures.....37
Tableau III.23. Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.....37
Tableau III.24. Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS.....37
Tableau III.25. Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant.....37
Tableau III.26. Vérification de la flèche.....37
Tableau III. 27. Pré dimensionnement de la poutre palière.....38
Tableau III.28. Sollicitations de la poutre palière.....39
Tableau III.29. Armatures transversales de la poutre palière.....40
Tableau III.30. Vérification de la poutre palière de sous-sol à l'ELS.....40
Tableau III.31. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....40
Tableau III.32. Vérification de la poutre palière de sous-sol selon le RPA99 v2003.....40
Tableau III.33. Vérification de la flèche.....41
Tableau III.34. Armatures longitudinales des dalles pleines.....41
Tableau III.35. Travail externe de dalle pleine (1.30X2.30)m.....42
Tableau III.36. Travail interne de dalle plaine (1.30X2.30)m.....43
Tableau III.37. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.....43
Tableau III.38. Condition de non fragilité des dalles pleines.....43
Tableau III.39. Vérification des dalles pleines à l'ELS.....44
Tableau III.40. Vérification de l'effort tranchant.....44
Tableau III.41. Vérification de la flèche de dalle pleine.....44
Tableau III.42. Poids de la machine.....45
Tableau III.43. Les charges de la dalle machine.....45
Tableau III.44. Travail externe d'une dalle pleine (1.25X1.05)m.....45

Liste des tableaux

Tableau III.45. Travail externe d'une dalle plaine (3.40X2.95)m.....46
Tableau III.46. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.....46
Tableau III.47. Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine.....46
Tableau III.48. Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.....46
T**ableau III.49.** Vérification de l'effort tranchant de la dalle machine.....46
Tableau III.50. Vérification au poinçonnement.....47

CHAPITRE VI : Etude dynamique

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre de torsion.....50
Tableau IV. 2. Excentricité suivant les deux directions.....52
Tableau IV. 3. Distribution des sollicitations suivant X.....54
Tableau IV. 4. Distribution des sollicitations suivant Y.....54
Tableau IV.5. Facteur de qualité..... 55
Tableau IV.6. Comportement des trois premiers modes.....55
Tableau IV. 7. La participation massique.....56
Tableau IV.8. Les valeurs de la force sismique.....58
Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....58
Tableau IV. 10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement.....59
Tableau IV.11. Vérification de la stabilité au renversement.....59
Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....60
Tableau IV.13. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....60
Tableau IV.14. Vérification de l'effet P-Δ.....61
Tableau IV.15. Vérification de cisaillement des poutres..... 61
Tableau IV.16 .Vérification de cisaillement des voiles.....62
Tableau IV.17.Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrés..... 63
Tableau IV.18. Dimensions finales des éléments.....63

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1. La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres.....65
Tableau V.2. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.....65

Liste des tableaux

Tableau V.3. Vérification de section d'armatures.....65
Tableau V.4. Vérification des contraintes de cisaillement.....65
Tableau V.5. La section d'armatures transversales 66
Tableau V.6. Vérification de la flèche des poutres.....66
Tableau V.7. La section d'armatures des poteaux.....67
Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....69
Tableau V.9. La section d'armatures transversales des poteaux.....70
Tableau V.10. La section calculée d'armatures verticales des voiles.....71
Tableau V. 11. Vérification des contraintes à l'ELS.....71
Tableau V. 12. Vérification des contraintes à l'ELU.....71
Tableau V. 13. La section calculée d'armatures transversales des voiles.....72
Tableau V.14. Choix de la méthode de calcul.....72
Tableau V.15. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux.....73

CHAPITRE IV : Calcul des fondations

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....76
Tableau VI.2. Dimensionnement et vérification des semelles filantes à l'ELS.....78
Tableau VI.3. Ferraillage de semelle filante sous plusieurs poteaux..... 78
Tableau VI.4. Ferraillage de semelles filante sous voile.....79
Tableau VI.5. Dimensionnement de la poutre de libage.....80
Tableau VI.6. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....80
Tableau VI.7. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.....80
Tableau VI.8. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.....80
Tableau VI.9. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.....80
Tableau VI.10. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....81
Tableau. VI.11. Vérification au poinçonnement.....81
Tableau. VI.12. Ferraillage longitudinal des longrines.....84
Tableau VI.13. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.....85
Tableau VI.14. Calcul des armatures transversales des longrines.....86
Tableau VI.15 . Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.....87
Tableau VI.16. La section d'armatures du voile périphérique.....87

Liste des tableaux

Tableau VI .17. Vérification des contraintes à l'ELS.....88

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1. Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.....2

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux.....8
Figure II 2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....15
Figure II.3.vue en plan et vue en 3D du voile.....20
Figure II.4. Les voiles.....21

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère (dimensions et charges exercées).....22
Figure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère.....23
Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère.....24
Figure.III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression.....25
Figure.III.5. Chargement dans la poutrelle d'étage courant 27
Figure.III.6. Digramme desmoments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU.27
Figure.III.7. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU.....28
Figure.III.8. Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS 29
Figure III. 9. ferraillage des poutrelles **(étage courant)** 30
Figure III. 10. Chargement dans la poutrelle de la terrasse.....30
Figure III.11. Digramme desmoments d'encastrement de la poutrelle de la terrasse à l'ELU.31
Figure.III.12. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle de la terrasse à ELU.....31
Figure.III.13. Diagramme des moments dans la poutrelle de la terrasse à l'ELS.....32
Figure III. 14. ferraillage des poutrelles **(plancher terrasse)**.....33
Figure III.15. Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant.....34
Figure III.16. Chargement dans l'escalier d'étage courant.....35
Figure III.17. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.....36
Figure III.18. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.....36
Figure III.19. Chargement dans la poutre palière.....38
Figure III.20. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU.....39

Liste des figures

Figure III.21. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU.....39
Figure III.22. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.....39
Figure III.23. Ferraillage de la poutre palière.....41
Figure III.24. Dalle pleine (1.30X2.30) m^2.....42
Figure III.25. Travail externe de dalle pleine (1.30X2.30) m^2 42
Figure III.26. Travail interne de dalle pleine (1.30X2.30) m^2.....43
Figure III.27. Travail externe d'une dalle pleine (1.25X1.05) m^2..... 45
Figure III.28. Travail interne d'une dalle plaine (3.40X2.95) m^2.....45

CHAPITRE VI : Etude dynamique

Figure IV.1. Disposition des voiles.....50
Figure IV.2. Position de centre de masse et centre de rigidité.....52

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V. 1. As1 et As2 selon le calcul.....64
Figure V.2. Dessin de ferraillage des poutres principales..... 66
Figure V.3. Dessin de ferraillage des poutres secondaires..... 67
Figure V.4. Dessin de ferraillage des Poteaux.....70
Figure V.5. Schéma du ferraillage du linteau.(sens longitudinal).....74
Figure V.6. Disposition des armatures dans le voile suivante X..... 74
Figure V.7. Disposition des armatures dans le voile suivante Y.....74

CHAPITRE IV : Calcul des fondations

Figure VI.1. Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.....77
Figure VI.2. Semelle filante croisées.....77
Figure VI.3. Ferraillage des semelles filante -B=1.8m.....82
Figure VI.4. Ferraillage des semelles filante -B=2.2m.....83
Figure VI.5. Ferraillage des semelles filante -B=3m.....84
Figure VI.6. Ferraillage de la longrine.....86

Liste des figures

Figure VI.7. Schéma statique du voile périphérique.....86
Figure VI.8. Schéma statique du voile périphérique.....87

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.

Notations

Notations

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.

Notations

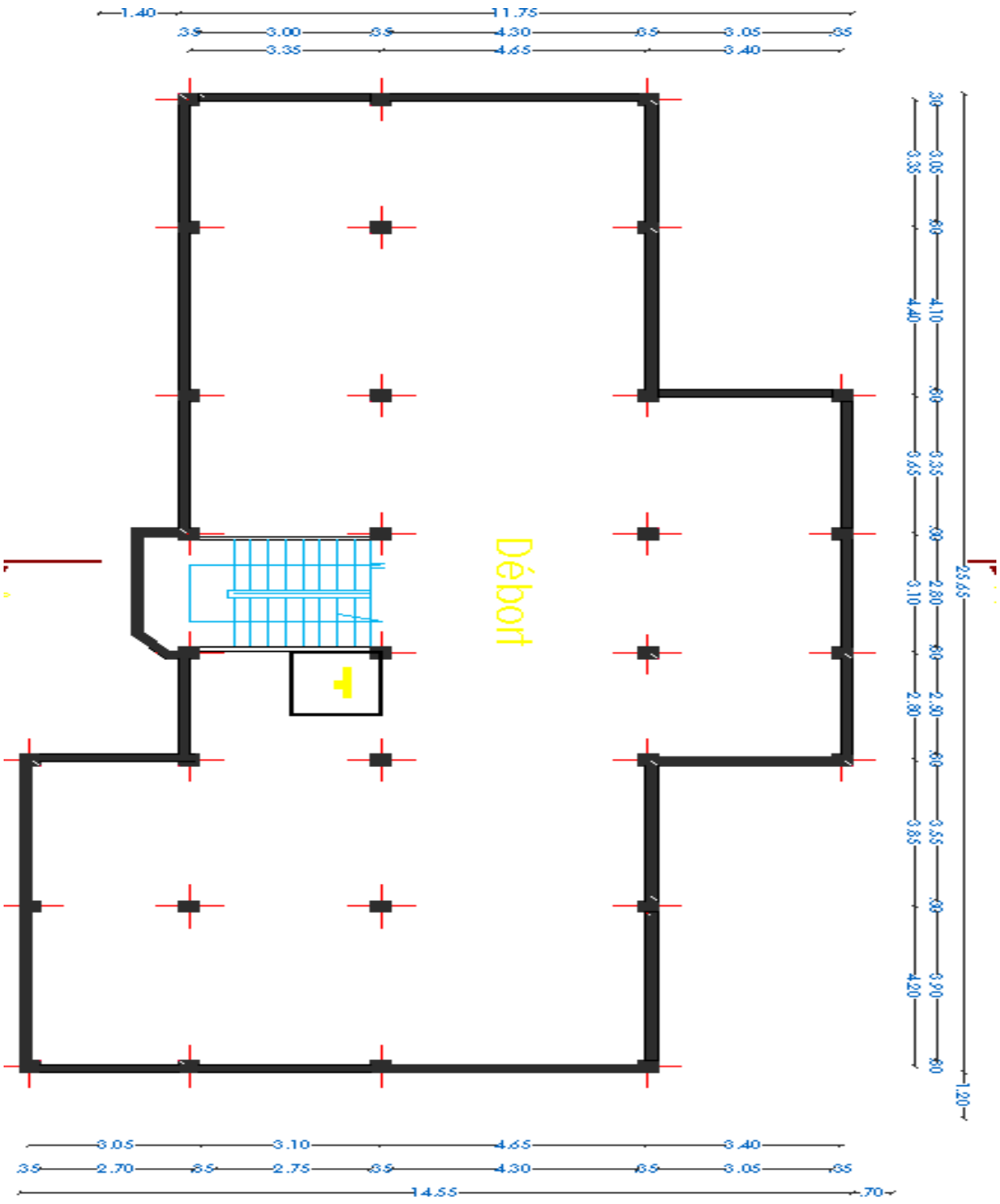
ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

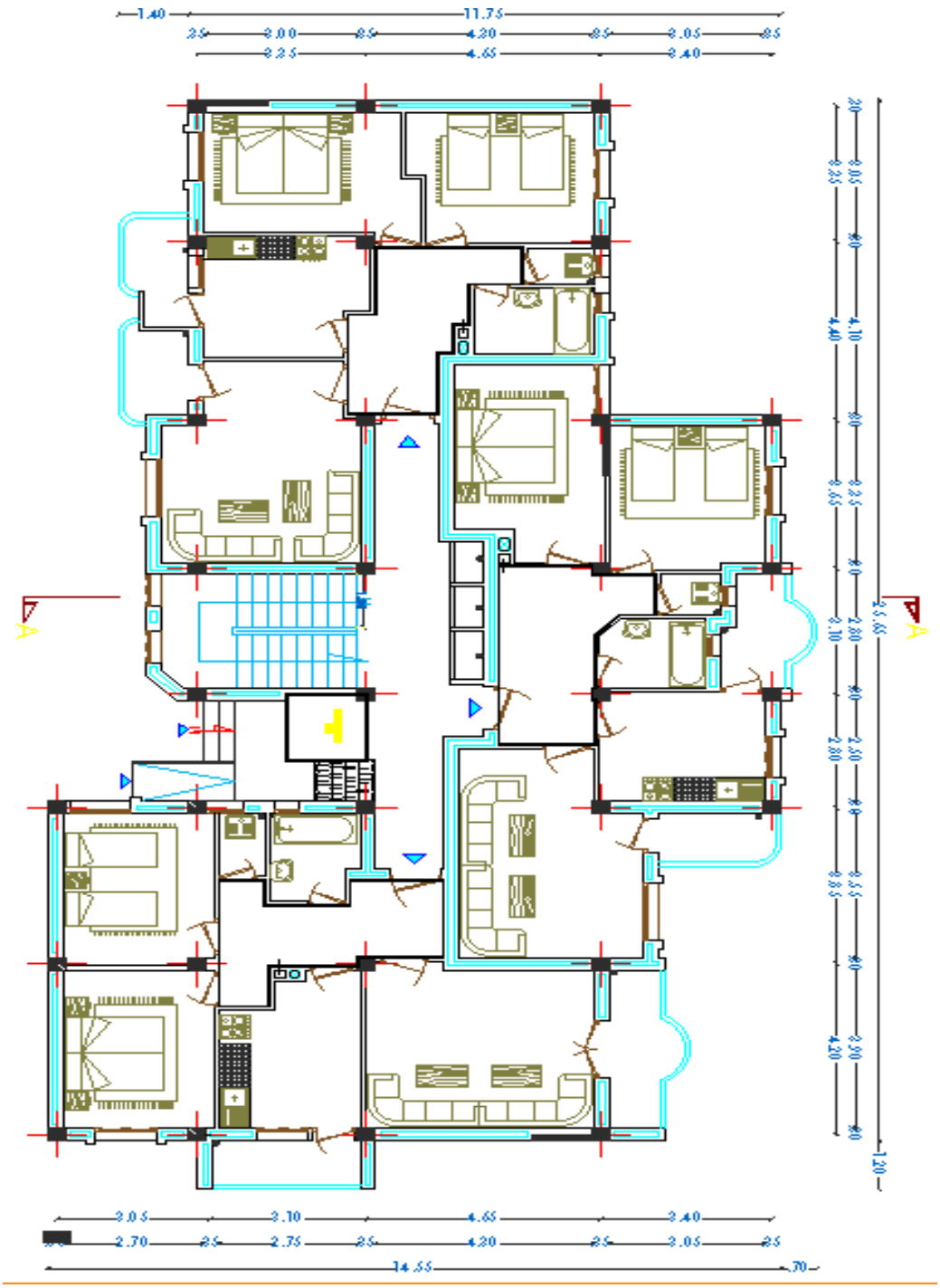
η : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

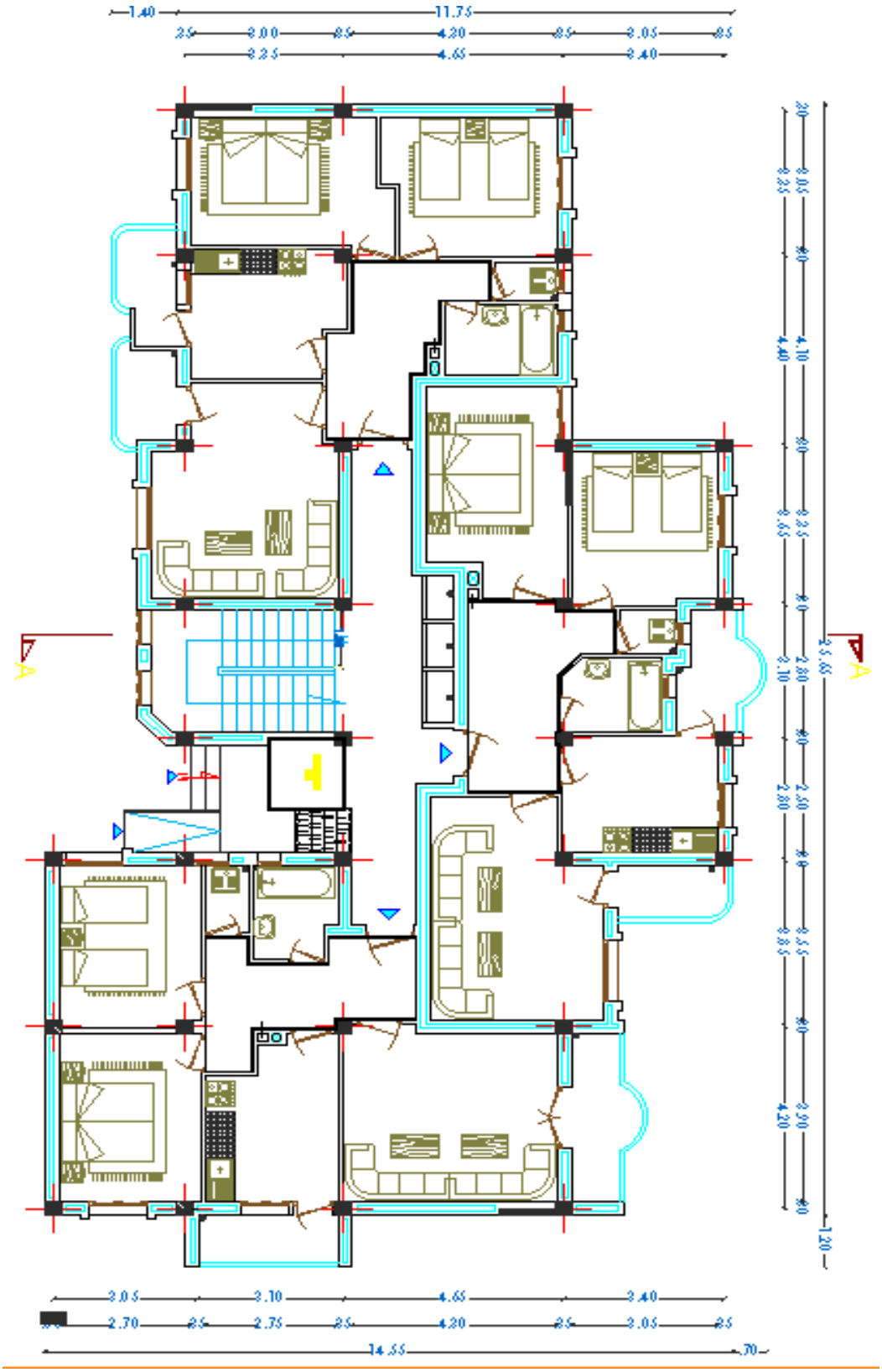
PLAN SOUS SOL



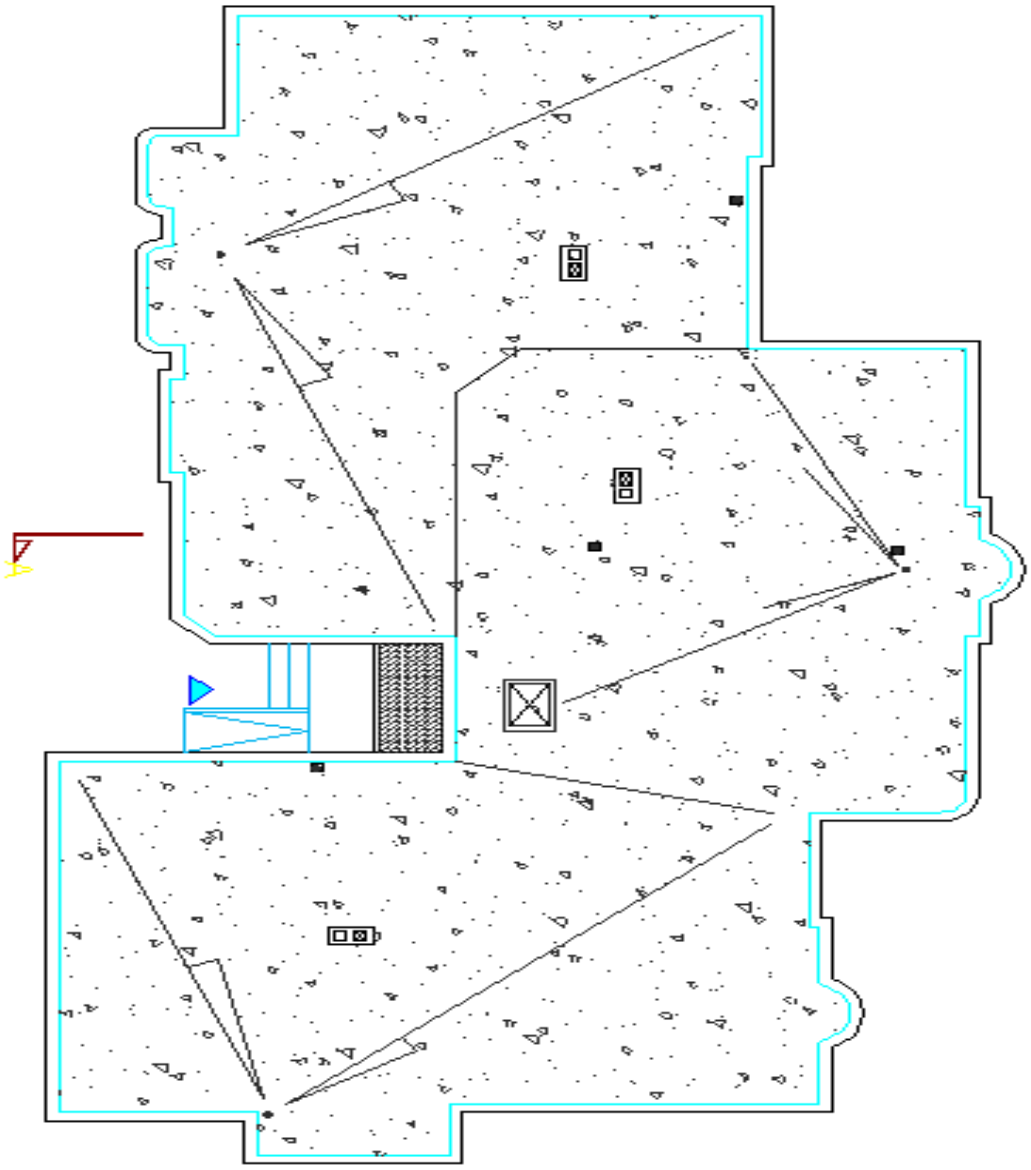
PLAN RDC


1.40
11.75
2.5
2.00
.85
4.20
.85
2.05
.85
2.25
4.65
2.40
2.05
2.10
4.65
2.40
2.70
.25
2.75
.25
4.20
.25
2.05
.25
14.55
.70
A
A

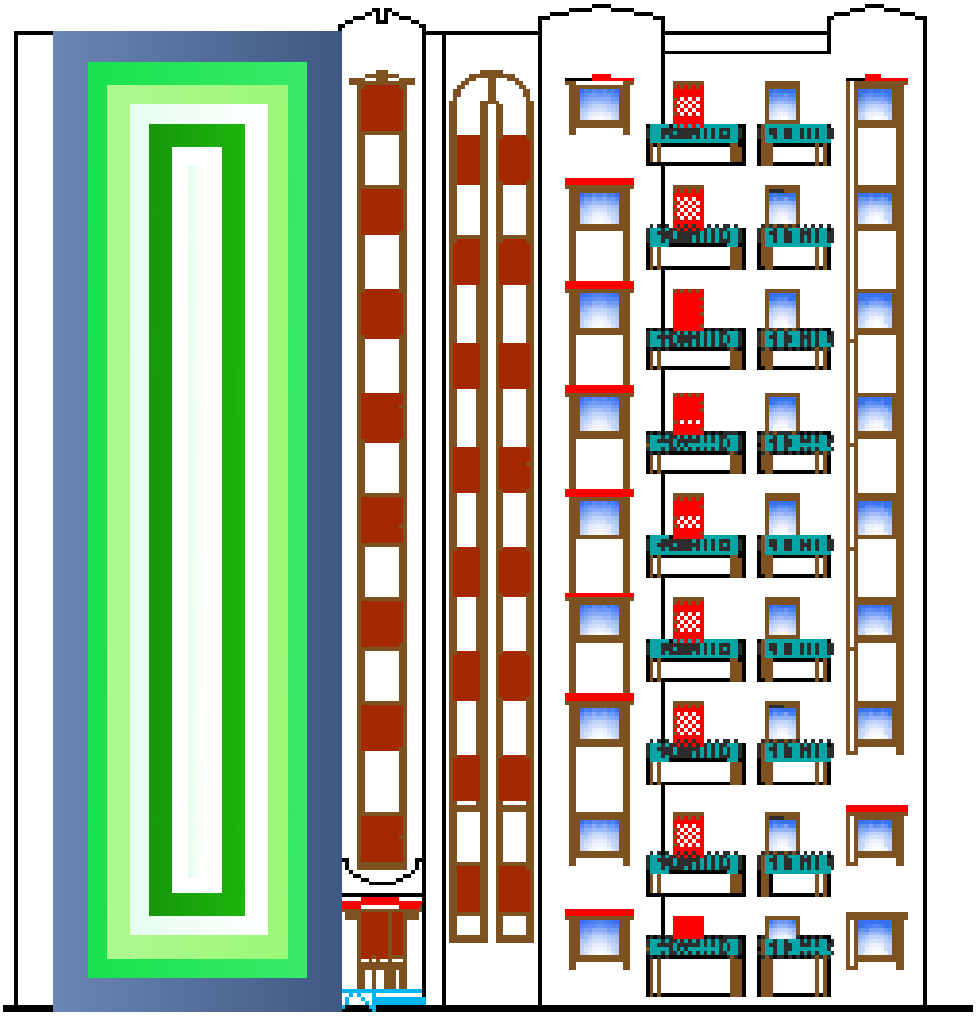
PLAN ETAGE COURANT



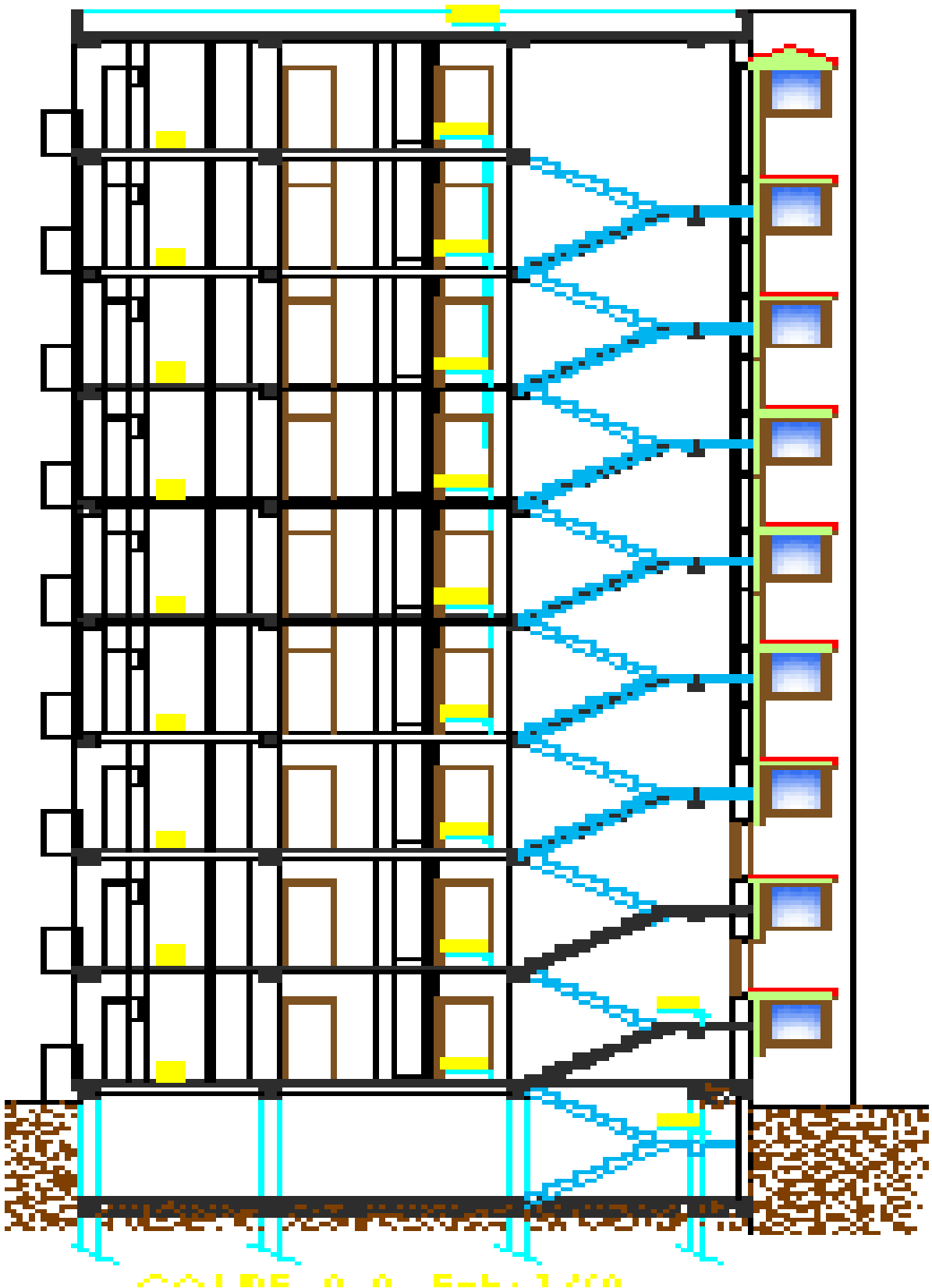
PLAN TERRASSE



PLAN façade



COUPE A-A



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de 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.

CHAPITRE I

INTRODUCTION

I.1. Introduction

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

I.2. Destination et situation

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé de type un sous- sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + huit étages. Il sera implanté à Alger (communauté de CHRAGUA), classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Mon étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 **[1].**
- Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) **[2]**.
- Le règlement charges permanentes et surcharges d'exploitations DTR B.C.C.2. **[3].**

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

• Longueur totale du bâtiment : 25.65 m.

• Largeur totale du bâtiment : 14.55 m.

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

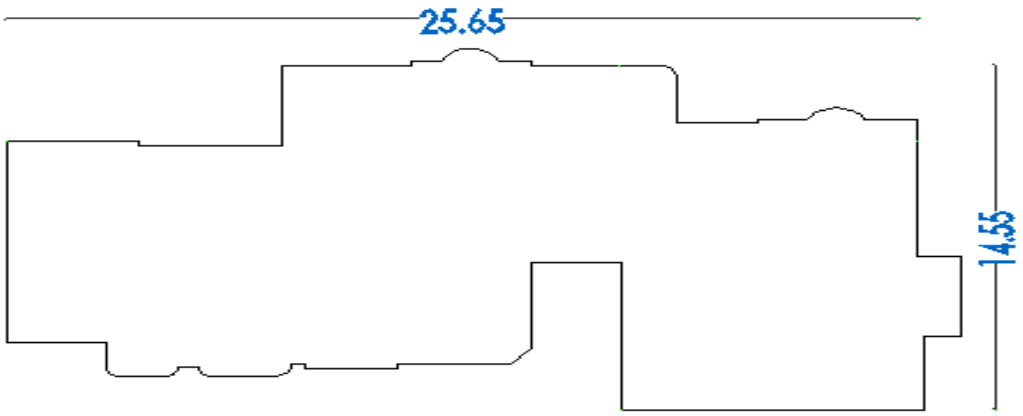


***Figure I.1**. Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.*

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de sous-sol..... **3.24 m**
- Hauteur de RDC et des étages courants :….. ....**3,24 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **32.4m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Mon bâtiment comporte 10 niveaux y compris le sous-sol qui font une hauteur de 32.4m dépassant 8m, le RPA99 Version 2003 préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.4.2. Planchers

J'ai utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure :

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

I.4.3. Maçonnerie

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

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

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escaliers

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

- Pour notre cas on a un seul type d'escalier : Escalier droit à deux volées

I.4.6. Ascenseur

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

I.4.7. 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 apportées par la structure au bon sol.

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

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

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

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (**CPJ**) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

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

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermique.

Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad (I.3)$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad (I.4)$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).
$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000 (f_{cJ})^{1/3} \qquad (I.5)$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} MPa \qquad (I.6)$$

I.5.5 Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier.

Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 *: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.*

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6 et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE 500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- **Etat limite ultime** (ELU) basé sur :
  1- Equilibre statique ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La stabilité de forme.
- **Etat limite de service** (ELS) basé sur :
  1- La compression du béton ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La déformation.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA « Fe = 400MPa »
  - Transversales : RL « Fe=235 MPa » (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de '' pré calcule ''des sections des différents éléments résistants de la structure et trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité, il sera fait selon le CBA et le RPA 99(version 2003)

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs ; ils peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase calcul

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

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- L acrotère

II.2. Pré dimensionnement des plancher

Les planchers sont des aires planes horizontales séparant les étages d'un bâtiment ; ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan

Ils sont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Planchers corps creux
- ✓ Plancher dalle pleine

II.2.1. Plancher corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux et une dalle de compression mince en béton armée (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93**.[2] ART B.6.8.4.2.4**

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec : L: longueur max des poutrelles entre axe.

L = 4.40 m d'où alors :

$17.40\ cm \leq h_t \leq 21.75\ cm$

On adoptera $h_t = 20\ cm$ telle que : $h_t = d + e$ **[3] ART C.3.**

d= 16cm (hauteur de corps creux).

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

Donc $h_t = (16 + 4)\ cm$.

II.2.1.1. Condition d'isolation acoustique [4]

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h \geq 16\ cm$ d'où on a $20\ cm > 16\ cm$

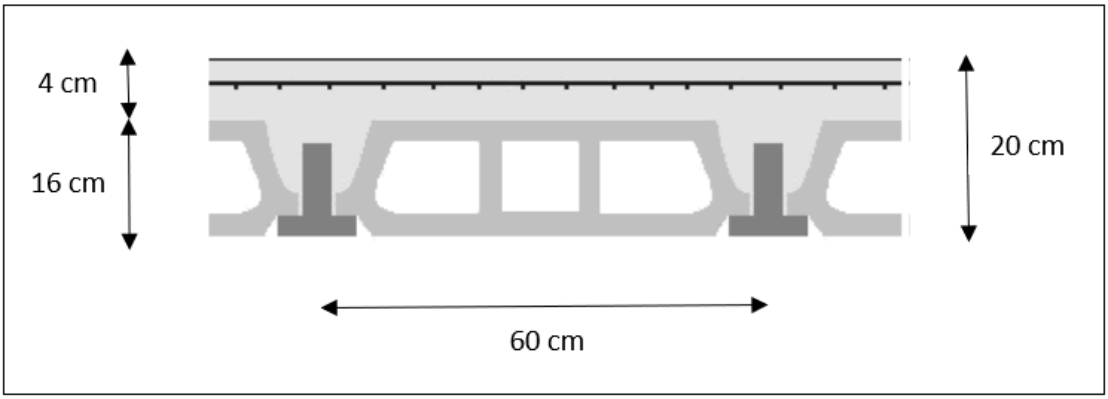


Figure II.1 **.**Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles pleines dépond des critères suivants :

II.2.2.1. Critères de résistance [2]

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad , \quad \frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

Avec :

e: épaisseur de la dalle.

L: la plus petite des portées.

Pour le cas de notre structure, on a : L=130cm

$$\frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \Rightarrow 3.71cm \leq e \leq 4.33cm$$

II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie [2]

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

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

II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique [2]

ep = 15 cm

Donc pour la dalle pleine on adoptera : **ep= 15cm [2] ART A.5.2.3**

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

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

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1.*Pré dimensionnement des poutres.*

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 435 cm ⇒29cm ≤ h ≤ 43,5cm On adopte : **h = 35cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm On adopte : **b=30cm**	L= 410 cm ⇒ 27,33cm ≤ h ≤ 41cm On adopte : **h=30cm** ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,16 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}08 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}07 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$

➢ **Conclusion**

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×30 cm².

II.4. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations [3] [DTR B.C 2.2]

II.4.1. Plancher corps creux

II.4.1.1. Plancher terrasse

Tableau II.2.*Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).*

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
G (kN/m^2)		**6,4**	

II.4.1.2. Plancher courant

Tableau II.3.*Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).*

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**5,96**	

II.4.2. Maçonnerie

II.4.2.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4. Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.4.2.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.5.*Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

II.4.3. Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m² **[3] ART 7.5**
- ✓ Habitation: Q=1.5 kN/m² **[3] ART 7.1**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante

($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation à donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression (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, donc dans notre cas cette charge devienne (N_u=1,1N_u). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement [2] ART B.8.4.1

- ✓ 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.
- ✓ Calcul de la capacité portante$\overline{N}$du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]
- ✓ Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :
- ✓ $N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r.f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$
- ✓ A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;
- ✓ B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

✓ $\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$

✓ Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante : **[2] ART B.8.4.1**

✓ $N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r.f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i},\ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

ou :

✓ λ : l'élancement mécanique.

✓ i : rayon de giration.

✓ l_f: longueur de flambement.

✓ f_{c28}=25 MPa; f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement comme suit :

- ❖ 0,7*l_0 : si le poteau à ses extrimiotés ;
- ❖ Soit encastré dans un massif de fondation ;
- ❖ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré st le traversant de part en part ;
- ❖ l_0 : dans les autres cas

Dans notre projet on a l_f = 0,7*l_0 l_0= 3,24m Donc : **l_f = 2,268m**

II.5.3. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux présentés sur (Tableau II.6)

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du **RPA.99 versions 2003 [Art 7.4.1]**, voir le Tableau II.6 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\ \text{cm. (Zone III)} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.6 .*Vérification du coffrage des poteaux.*

Niveau	$b_1 \times h_1$	$\frac{h_e}{20}$	*Min* $(b_1, h_1) \geq 30$ *cm*	*Min* $(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$
8éme	30×30	16,20	**C.V**	**C.V**	**C.V**
7ème,6ème et 5ème	35×35	16,20	**C.V**	**C.V**	**C.V**
4ème , 3ème et 2ème	40×40	16,20	**C.V**	**C.V**	**C.V**
1ère ,RDC , et sous-sol	45×45	16,20	**C.V**	**C.V**	**C.V**

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{N}$

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

Tableau II.7. *Calcul de l'effort* $\overline{N}$

	*(a*a)*	L_f *(m)*	*i=b/(√12) (m)*	λ	B_r *(cm2)*	A_s*(m2)*	α	$N_{u\,adm}$ *(kN)*
Terrasse	30x30	2,268	0,087	26,189	784	0,9	0,764	1133,734
7	35x35	2,268	0,101	22,447	1089	1,225	0,785	1617,331
6	35x35	2,268	0,101	22,447	1089	1,225	0,785	1617,331
5	35x35	2,268	0,101	22,447	1089	1,225	0,785	1617,331
4	40x40	2,268	0,115	19,641	1444	1,6	0,800	2182,783
3	40x40	2,268	0,115	19,641	1444	1,6	0,800	2182,783
2	40x40	2,268	0,115	19,641	1444	1,6	0,800	2182,783
1	45x45	2,268	0,130	17,459	1849	2,025	0,810	2829,518
RDC	45x45	2,268	0,130	17,459	1849	2,025	0,810	2829,518
SS	45x45	2,268	0,130	17,459	1849	2,025	0,810	2829,518

II.5.5. Choix du poteau le plus sollicité

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

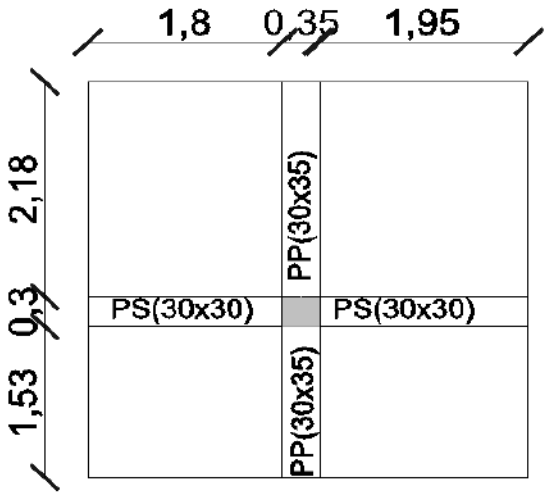


Figure II.2. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité.*

II.5.6. Calcul de La surface reprise par le poteau

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

$S_{plancher} = (1{,}675+2{,}05) \times (2{,}175+1{,}525) \Rightarrow S_{plancher} = 13{,}783\ m^2$

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

$S_{tot} = (1{,}675+2{,}05+0{,}30) \times (2{,}175+1{,}525+0{,}30) \Rightarrow S_{tot} = 16{,}1\ m^2$

II.5.7. Descente des charges

On calcule les charges permanentes et les chargez d'exploitation reprisent par le poteau intermédiaire le plus sollicité.

II.5.7.1. Détermination des charges permanente

$\mathbf{G_{plancher}}$ = poids de plancher ×$\mathbf{S_{plancher}}$.

- $G_{(\text{poutres principales ou secondaires})}$ =b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II.8.*les charges permanents*.

	$G_{plancher}$(KN)	G_{pot} (KN)	G_{PP}(KN)	G_{PS}(KN)	G(KN)	G_{cum}(KN)
terrasse	82,144	7,290	20,901	10,324	120,659	120,659
7	88,208	9,923	20,901	10,324	129,356	250,014
6	88,208	9,923	20,901	10,324	129,356	379,370
5	88,208	9,923	20,901	10,324	129,356	508,725
4	88,208	12,960	20,901	10,324	132,393	641,118
3	88,208	12,960	20,901	10,324	132,393	773,511
2	88,208	12,960	20,901	10,324	132,393	905,904
1	88,208	16,403	20,901	10,324	135,836	1041,740
RDC	88,208	16,403	20,901	10,324	135,836	1177,575
SS	88,208	16,403	20,901	10,324	135,836	1313,411

II.5.7.2. Détermination de sur charges d'exploitation

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

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

Q_{total} = Q x S_t =1x 16,1 = 16,1 KN

- Pour la 8ème étage (terrasse) : Q_0
- Pour le 7ème étage: Q_0+Q_1
- Pour le 6ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le 5éme étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

- Pour le 4éme étage: Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3 + Q_4)
- Pour le 3éme étage: Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5)
- Pour le 2éme étage: Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3 Q_4 + Q_5 + Q_6)
- Pour le 1éme étage: Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)
- Pour le RDC : Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)
- Pour le Sous-sol : Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)

Tableau II.9. *Les sur charges d'exploitation.*

étage		$Q_{plancher}$ (KN)	Q (KN)	n	3+n/2n	Q_{cum} (kN)
terrasse	Q0	1	16,100	0		16,100
7	Q1	1,5	24,150	1	1	40,250
6	Q2	1,5	24,150	2	0,95	61,985
5	Q3	1,5	24,150	3	0,9	81,305
4	Q4	1,5	24,150	4	0,85	98,210
3	Q5	1,5	24,150	5	0,8	112,700
2	Q6	1,5	24,150	6	0,75	124,775
1	Q7	1,5	24,150	7	0,714	136,802
RDC	Q8	1,5	24,150	8	0,68	147,476
SS	Q9	1,5	24,150	10	0,666	160,855

II.5.7.3. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime})doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.11 :

- N_{ultime} = 1,35G +1,5Q
- N_U = 1,1N_{ultime}

Tableau II.10. *Vérifications du* $1{,}1N_{ultime}$ *et* N_U.

étage	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (kN)	N_u	1,1*N_u	N_u(kN)	vérifications
Terrasse	120,659	16,100	187,039	205,743	1133,734	oui
7	250,014	40,250	397,894	437,684	1617,331	oui
6	379,370	61,985	605,127	665,639	1617,331	oui
5	508,725	81,305	808,737	889,610	1617,331	oui
4	641,118	98,210	1012,825	1114,107	2182,783	oui
3	773,511	112,700	1213,290	1334,619	2182,783	oui
2	905,904	124,775	1410,133	1551,146	2182,783	oui
1	1041,740	136,802	1611,551	1772,706	2829,518	oui
RDC	1177,575	147,476	1810,941	1992,035	2829,518	oui
SS	1313,411	160,855	2014,387	2215,826	2829,518	oui

II.5.7.4. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifier (Tableau II.11) :

$$\begin{cases} Min\,(d_1\,;\,h_1) \geq 25\ cm \\ Min\,(d_1\,;\,h_1) \geq 25cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.11. *Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.*

Etage	Application des conditions	vérifications
8	Min (30 ,30)= 30≥ 25 Min (30 ,30) = 30≥$\frac{324}{20}$ = 16,2 $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$	Vérifié Vérifié Vérifié
7+6+5	Min (35 ,35)= 35≥ 25 Min (35 ,35)=35 ≥$\frac{324}{20}$ = 16,2 $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Vérifié Vérifié Vérifié
4+3+2	Min (40 ,40)= 40≥ 25 Min (40 ,40)=40 ≥$\frac{324}{20}$ = 16,2 $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifié Vérifié Vérifié
1+RDC+Sous-sol	Min (45 ,45)= 45≥ 25 Min (45 ,45)=45 ≥$\frac{324}{20}$ = 16,2 $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifié Vérifié Vérifié

- **Conclusion**

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

II.6. Pré-dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1.Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition (L ≥ 4 a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

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

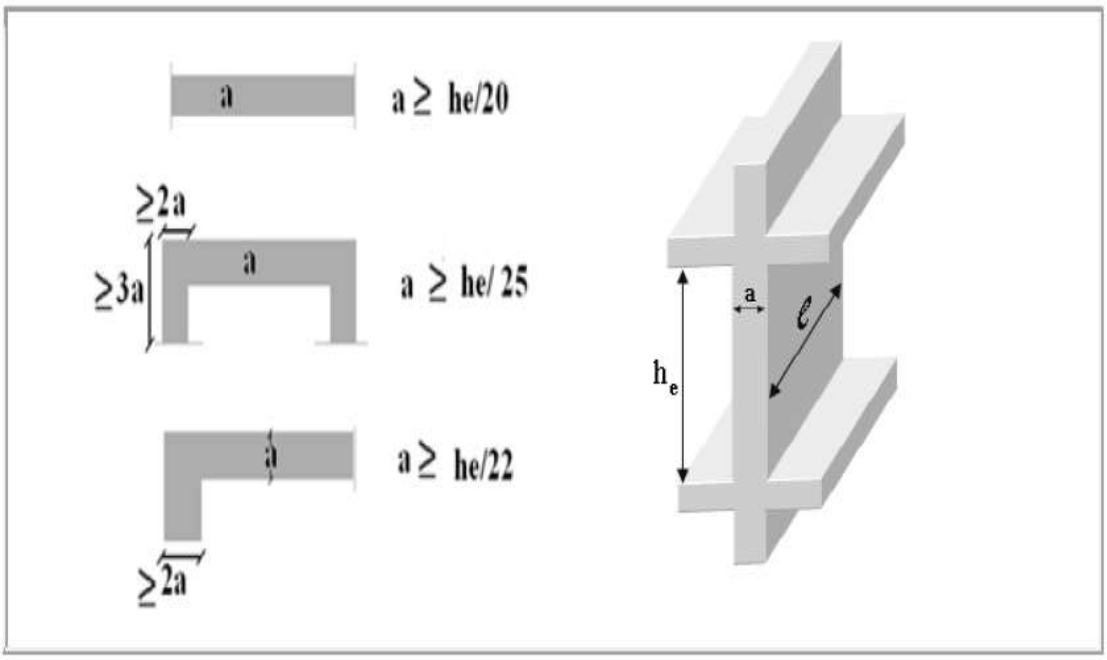


Figure II.3. *Vue en plan et vue en 3D du voile.*

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

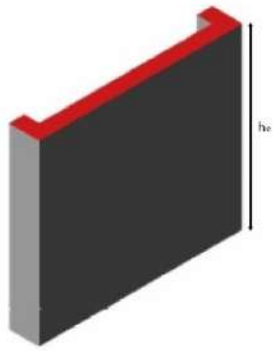
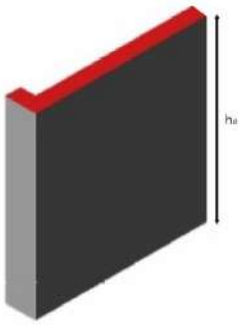
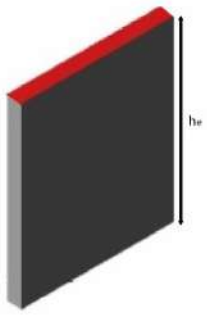
		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{PP}$	L≥4.a	

Figure II.4.*Les voiles*

- Pour (h_e=3,24m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{25}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(324-30)}{25} = 11{,}76\text{cm}\right]$$

Conclusion

On peut adopter que le voile d'un épaisseur de 15cm .

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.introduction

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

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

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

III.2. Acrotère

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

III.2.1. Principe de calcul

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

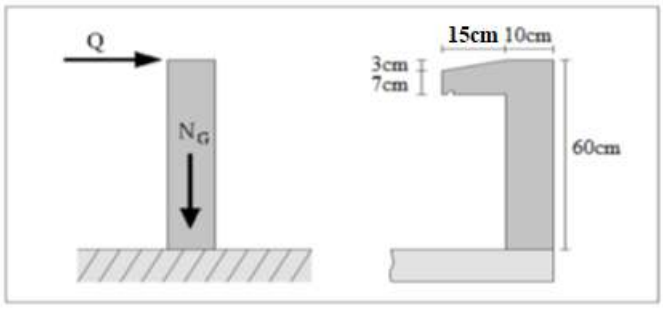


Figure III.1. *L'acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges

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

Charges permanents	G=1.875 kN/ml
Charges exploitation	Q=1 kN/ml

III.2.3. Détermination des efforts

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

	ELU	***ELS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ kN	$N_u = G = 1.875$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

III.2.4. Calcul de ferraillage

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

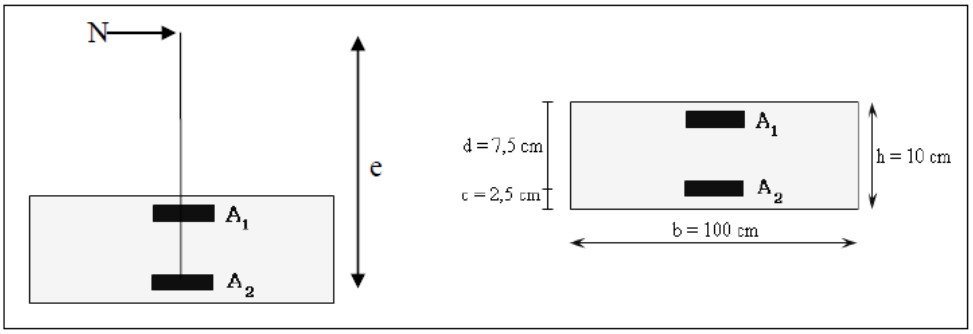


Figure III.2. *Section de béton armé dans l'acrotère*

Tableau.III.3 *.le ferraillage adopté.*

Section (cm²)	A_1 ***(cm²)***	A_2 ***(cm²)***	$A_{1\,Choisie}$ ***(cm²)***	$A_{2\ choisie}$ ***(cm²)***	$A_{rép}$ ***(cm²)***	***St (cm)***	$St_{rép}$ ***(cm)***
100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	4HA8 = 2.01	15	15

III.2.4.1. Vérification à l'état limite de service (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 :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63 \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.34\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$
$$\sigma_s = 2.22\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$
$$\sigma_s' = 2.70\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée$$

III.2.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = Min\ [\ 2.5MPa\ ; 4MPa\ ] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5\ MPa$

$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5*10^3}{1000*75} = 0.02MPa \leq \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad condition\ vérifiée.$

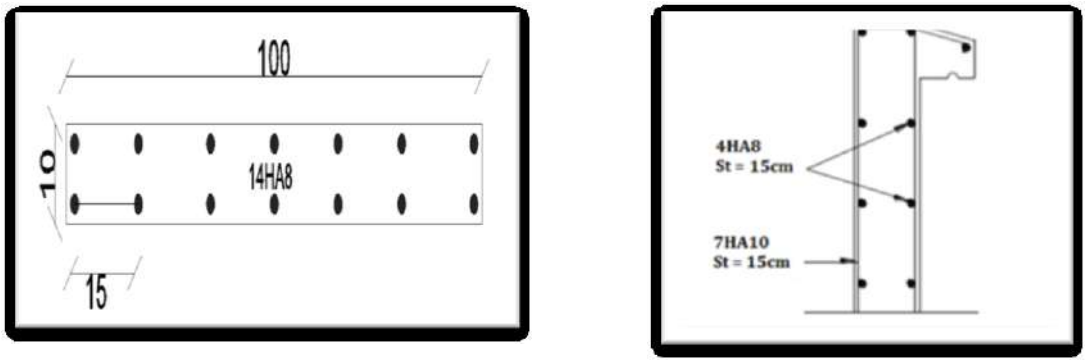


***Figure III.3**. Ferraillage de l'acrotère*

III.3. Plancher à corps creux

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

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

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

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression

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

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

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

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

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

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.

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

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

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

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

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$

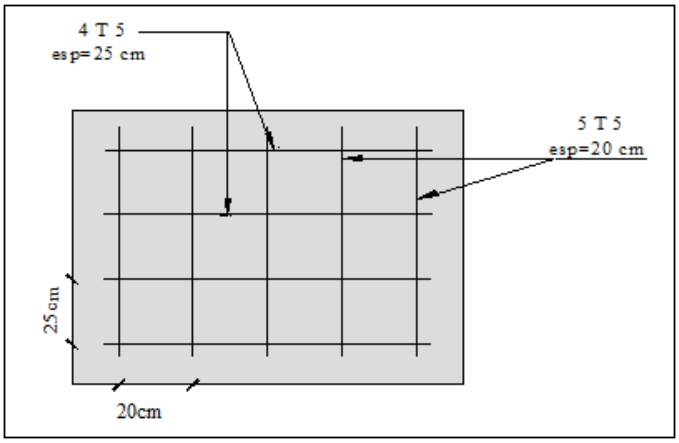


Figure.III.4. *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.3.2. Les poutrelles

III.3.2.1. Poutrelle d'étage courant

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.3.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes

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

  La méthode exposée en annexe 2 Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠ 0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$

Tableau III.4. *Vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant*

Nombre d'étaiement	L (m)	G (kN/ml)	Q (kN)	E (MPa)	I (m^4)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	4.40	0.72	3	210000	$6.4 * 10^{-7}$	360.36	8.8	Non
1	2.20	0.72	1.5	210000	$6.4 * 10^{-7}$	22.52	4.4	Non
2	1.10	0.72	1	210000	$6.4 * 10^{-7}$	2.007	2.2	Oui

Alors il faut prévoir scinque étaiements le long de travée espaces de 83cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2.1.2. Après coulage

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Dans notre bâtiment, on doit calculer deux types des poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 2 travées (étage courante).
- Poutrelle à 3 travées (Terrasse).

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode de Caquot, voir annexe 2

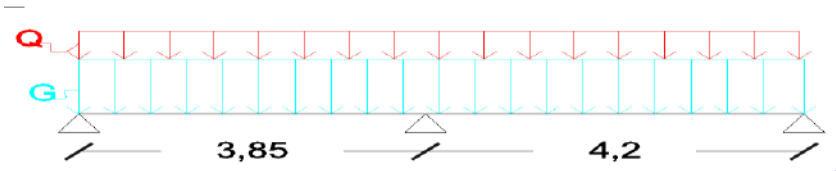


***Figure.III.5**. Chargement dans la poutrelle d'étage courant*

$G = 3.58\ kN/ml\ ,\ \ Q = 0.9\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow\ P_u = 6.18kN$

***Tableau III.5.** Les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU*

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	4.82		6.34	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	−1.21	−12.53	−12.53	−1.51
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-8.64	15.15	-15.96	9.99

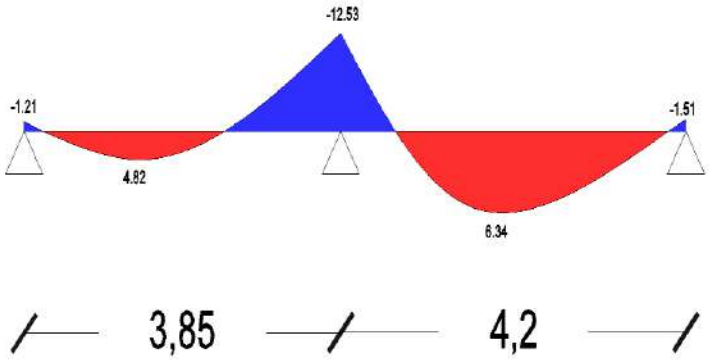


***Figure.III.6.** Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU*

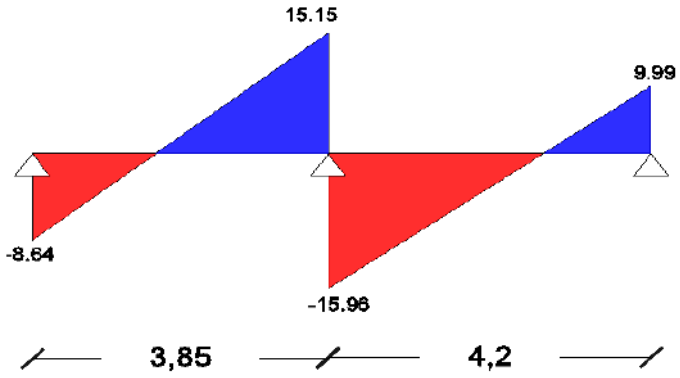


Figure.III.7. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU*

Tableau III.6. *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant*

Poutrelles	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_{1_{ch}}\,(cm^2)$	$A_{2_{ch}}\,(cm^2)$
travée 1	4.82	- 12.53	0.8	0	2HA10=1.57	1HA10=0.79
travée 2	6.34	- 12.53	1	0	2HA10=1.57	1HA10=0.79

Poutrelles	$A'_1(cm^2)$	$A'_2\,(cm^2)$	$A'_{1ch}\,(cm^2)$	$A'_{2ch}\,(cm^2)$
travée 1	0	2.8	2HA10=1.57	1HA10+2_{ch}HA14=3.86
travée 2	0	2.8	2HA10=1.57	1HA10+2_{ch}HA14=3.86

Vérification des contraintes à l'ELS

G=3.58 kN/ml, Q=0.9kN/ml $\Rightarrow\ P_{ser} = G + Q \Rightarrow\ P_{ser} = 4.48kN$

Tableau III.7.*les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS*

Travée	*AB*		*BC*	
$M_t\,(kN.m)$	3.50		4.6	
$M_a\,(kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\,(kN.m)$	−0.87	−9.08	−9.08	−1.15

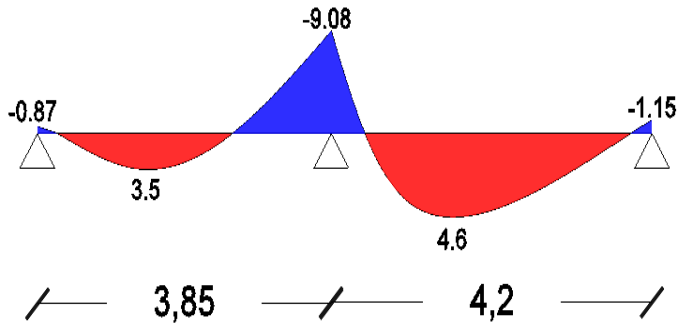


Figure.III.8. *Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS*

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.8. *Vérification à l'ELS de la poutrelle d'étage courant*

Longueur	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification*
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
3.85	3.5	-9.08	2.00	10.8	15	Oui

4.2	4.6	-9.08	2.7	10.8	15	Oui

➢ **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU**

Tableau III.9. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU*

Longueur	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***	Z_N	Z_C	$\emptyset$	A_t
3.85	15.15	0.95	3.33	CV	20	20	4	2HA4=0.25
4.2	-15.96	1.00	3.33	CV	20	20	4	2HA4=0.25

➢ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 4). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 2 dont les résultats sont présentés dans le tableau III.10.

Tableau III.10. *Vérification de la flèche de poutrelle d'étage courant*

Travée et section				**Sollicitations à l'ELS**	**Armatures principales**		**flèche**		**vérification**
	L	*B*	*H*	*M travée*	A_1	A_2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
N°	$[m]$	$[cm]$	$[cm]$	$[KN.m]$	$[cm^2]$		$[mm]$	$[mm]$	*Oui/Non*
1	3.85	8	20	*3.50*	*1.57*	*0.79*	*1.9*	*7.7*	*Oui*
2	4.2	8	20	*4.60*	*1.57*	*0.79*	*3.6*	*8.4*	*Oui*

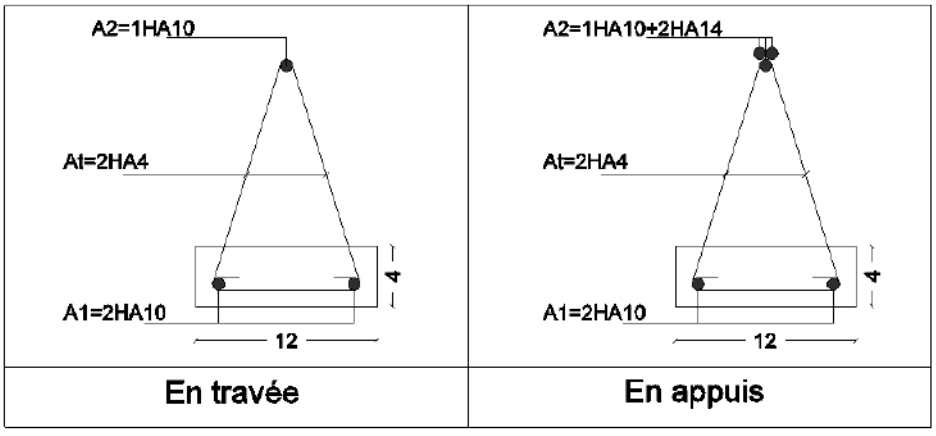
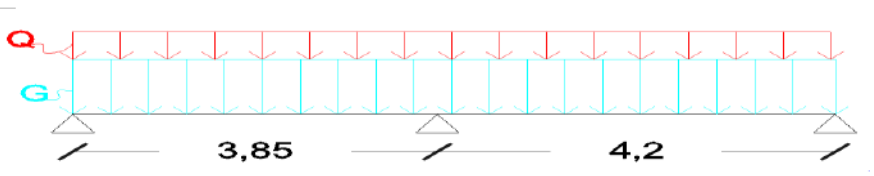


Figure III. 9. *ferraillage des poutrelles* ***(étage courant)***

Type 2 : *Le fil de poutrelles (plancher terrasse)*



$G = 3.84\ kN/ml$, $Q = 0.6\ kN/ml$ $\Rightarrow$ $P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 6.08kN$

Figure III. 10. *Chargement dans la poutrelle de la terrasse*

Tableau III.11. *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU*

	AB		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	4.75		6.25	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	-1.18	-12.34	-12.34	-1.56
T(kN)	***Te***	***Tw***	***Te***	***Tw***
T(KN)	-8.51	14.92	-15.72	9.84

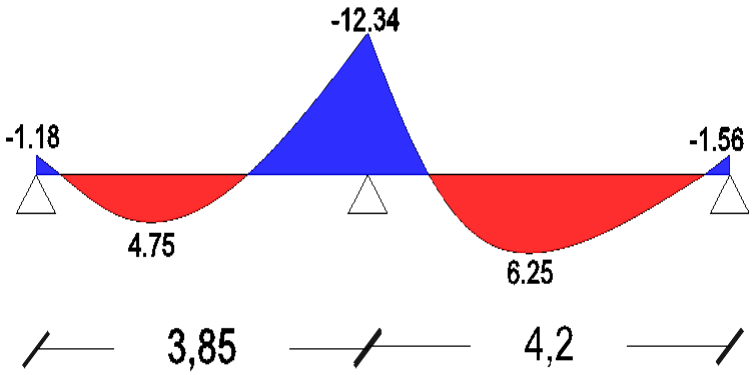


Figure III.11. *Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle de la terrasse à l'ELU*

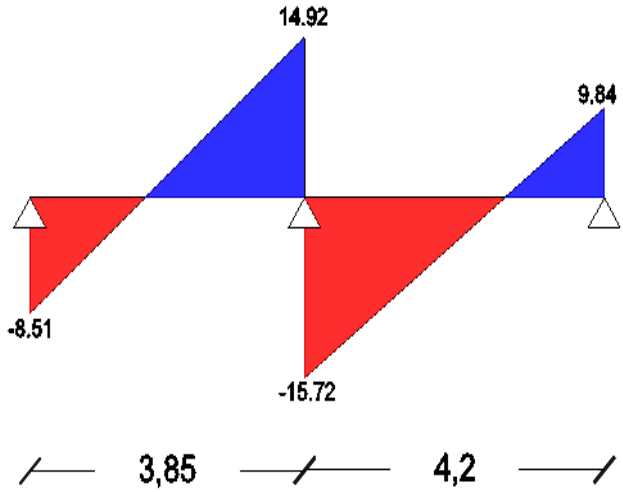


Figure.III.12. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle de la terrasse à ELU*

Tableau III.12. *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle de la terrasse*

	$M_{t\,max}$ (kN.m)	$M_{a\,max}$ (kN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{1ch} (cm^2)	A_{2ch} (cm^2)
Travée 1	4.75	-12.34	0.8	0	2HA10 = 1.57	1HA10 = 0.79
Travée 2	6.23	- 12.34	1	0	2HA10 = 1.57	1HA10 = 0.79

Poutrelles	$A'_1(cm^2)$	$A'_2\ (cm^2)$	$A'_{1ch}\ (cm^2)$	$A'_{2ch}\ (cm^2)$
Travée 1	0	2.7	2HA10=1.57	1HA10+2_{ch}HA12=3.05
Travée 2	0	2.7	2HA10=1.57	1HA10+2_{ch}HA12=3.05

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

G=3.84kN/ml, Q=0.6kN/ml⇒$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 4.44kN$

Tableau III.13. *Les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle de la terrasse à l'ELS*

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	3.46		4.58	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	−0.87	−9.01	−9.01	−1.14

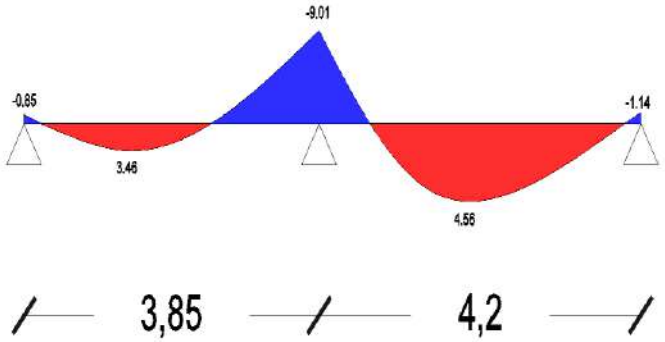


Figure.III.13. *Diagramme des moments dans la poutrelle de la terrasse à l'ELS*

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.14. *Vérification à l'ELS de la poutrelle de la terrasse*

Poutrelles	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification***
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Travée 1	3.46	-9.01	2.00	10.8	15	Oui
Travée 2	4.56	-9.01	2.7	10.8	15	Oui

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU**

Tableau III.15. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU*

Longueur	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	***Vérification***	Z_N (cm)	Z_c (cm)	$\emptyset$ (mm)	**At** **(cm^2)**
3.85	14.92	0.93	3.33	Oui	20	20	4	2HA4=0.25
4.20	-15.72	0.98	3.33	Oui	20	20	3	2HA4=0.25

- **Vérification de la flèche**

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas (voir annexe 4), on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 2 dont les résultats sont présentés dans le tableau III.16.

Tableau III.16. *Vérification de la flèche de poutrelle de la terrasse à l'ELS*

Travée et section				***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***		***flèche***		***vérification***
	L	*B*	*H*	*M travée*	A_1	A_2	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
N°	$[m]$	$[cm]$	$[cm]$	$[KN.m]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[mm]$	$[mm]$	*Oui/Non*
1	*3.85*	8	20	*3.46*	*1.57*	*0.79*	*1.9*	*7.7*	*Oui*
2	4.20	8	20	*4.56*	*1.57*	*0.79*	*3.9*	*8.4*	*Oui*

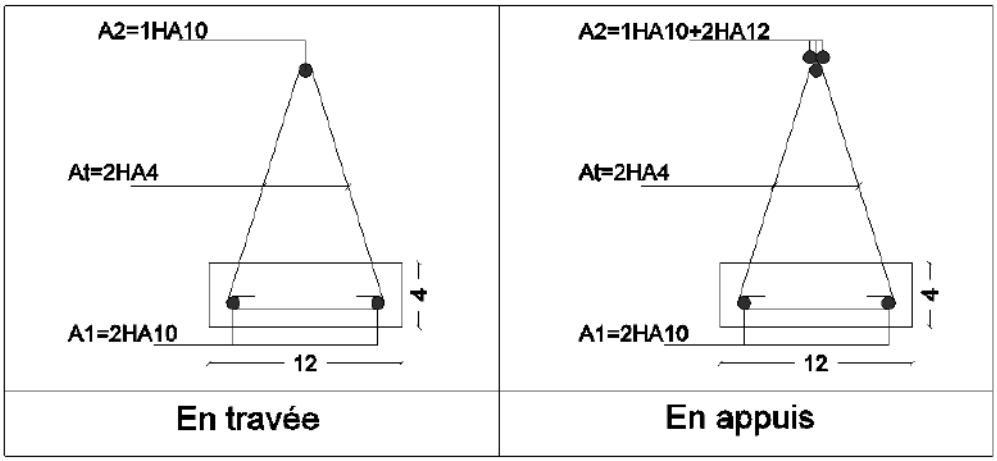


Figure III. 14. *ferraillage des poutrelles* ***(plancher terrasse).***

III.4. Les escaliers

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

III.4.1. Escalier d'étage courant

III.4.1.1. Dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure suivante :

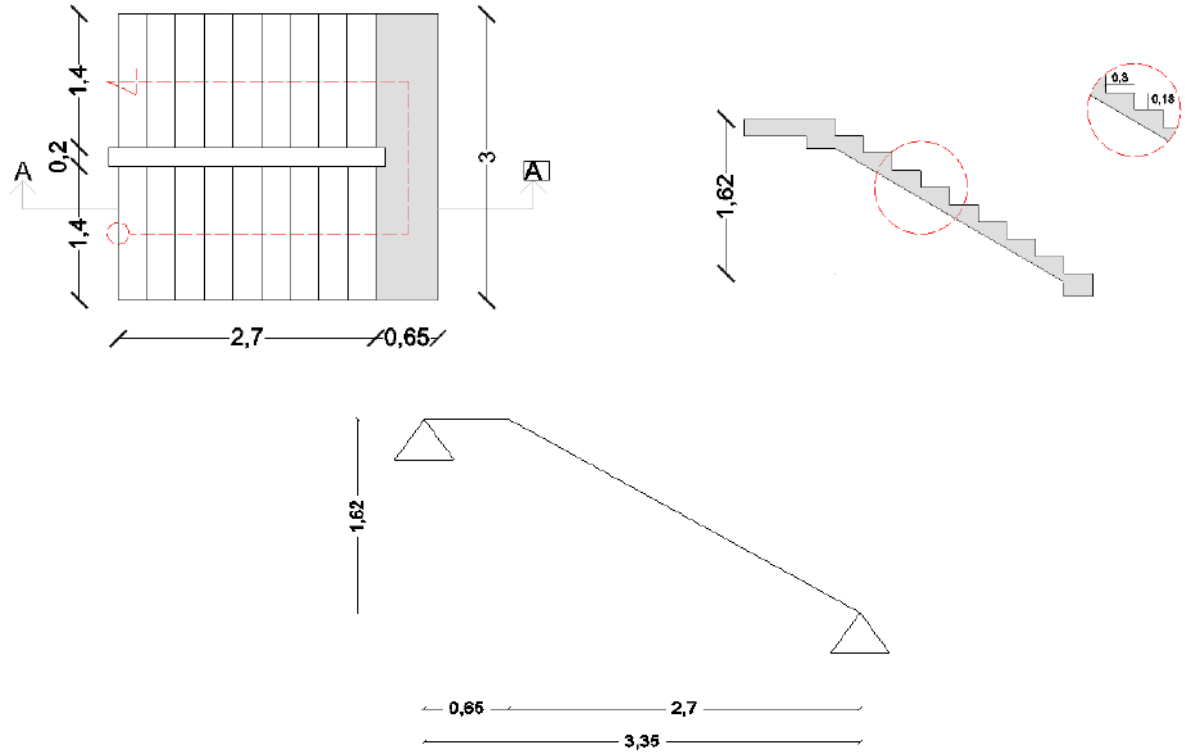


Figure III.15. *Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant*

➢ **Calcul d'épaisseur de la paillasse**

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 9.57cm \leq e \leq 11.16cm$$

On prendra : e=15cm

III.4.1.2. Evaluation des charges et surcharges

III.4.1.2.1. Charges permanentes

Tableau III.17. *Charge permanente de la paillasse*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revêtement du plancher
2	*Mortier de pose*	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI - A
4	*Poids propre de la paillasse*	0.15/cosα	25	4.37	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	*Poids propre de la marche*	0.18/2	25	2.25	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
6	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				8.32	

Tableau III.18. Charge permanente du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				5.45	

III.4.1.2.2 Charges d'exploitation

- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

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

III.4.1.3. Détermination des sollicitations [1] ART 7.2.1

ELU : $P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

ELS : $P_{ser} = G + Q$

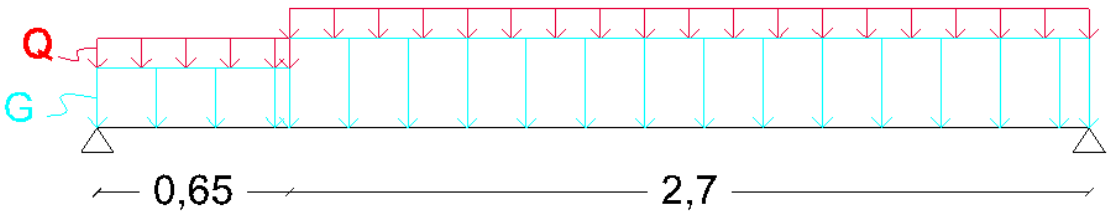


Figure III.16. Chargement dans l'escalier d'étage courant

Tableau III.19. Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.32	2.5	14.98	10.82
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.1.4. Détermination des efforts

Tableau III.20. Détermination des efforts

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	16.96	-9.98	23.69
ELS	12.24	-7.20	/

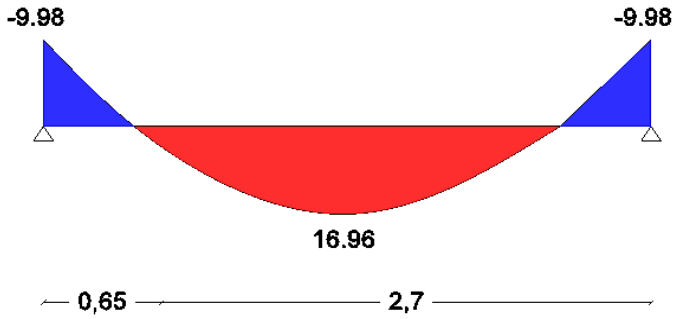


Figure III.17. *Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

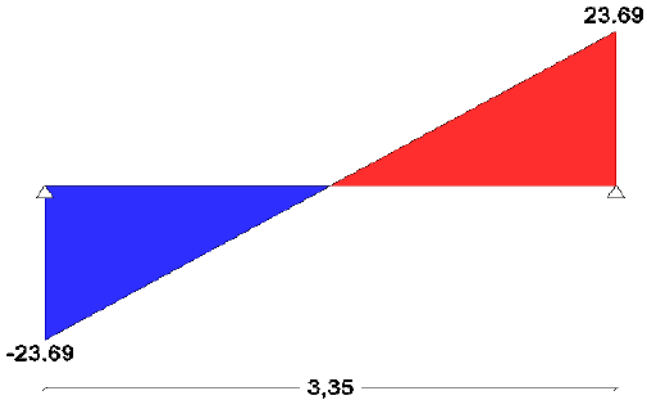


Figure III.18. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

III.4.1.5. Ferraillage

III.4.1.5.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.21. *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	16.96	4.10	7HA10=5.50	15	33	Oui
Appuis	-9.98	2.30	7HA10=5.50	15	33	Oui

- **Condition de non fragilité ($A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$) [2]**

Tableau III.22. *Vérification de la section d'armatures*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	5.50	1.5	Oui
Appuis	5.50	1.5	Oui

III.4.1.5.2. Armatures de répartition

Tableau III.23. *Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant*

	$A_{rép} = A/4\,(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	1.38	4HA8=2.01	25	45	Oui
En appuis	1.38	4HA8=2.01	25	45	Oui

III.4.1.6. Vérification à l'ELS [2] ART A.4.1.5.3

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

Tableau III.24. *Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS*

	A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	12.24	5.70	15	Oui
En appuis	5.50	-7.20	1.70	15	Oui

III.4.1.7. Vérification de l'effort tranchant [2] ART A.5.1.2.1.1

Tableau III.25. *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant*

section	*T (kN)*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	-23.96	0.16	3.33	Oui

III.4.1.8. Vérification de la flèche [2] ART B.6.5.3

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.26 selon la méthode présentée à **l'annexe2.**

Tableau III.26. *Vérification de la flèche*

Escalier		*Sollicitations à l'ELS*	*Armatures principales*	*flèche*		*vérification*
b (cm)	e (cm)	M_t (KN. m)	A_1 (cm^2)	$[f]_t$ (mm)	$[f]_{adm}$ (mm)	
100	15	12.24	5.50	3.5	6.7	Oui

III.5. Calcul de la Poutre palière

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.5.1.pré-dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.6h \leq b \leq h \quad \textbf{[2]}$$

Tableau III. 27. *Pré dimensionnement de la poutre palière.*

Pouter paliére				
Condition de resistance	L=3.10 m 20.67≤h≤ 31 on adopte h=35 cm	Verifications RPA	b= $30cm \geq$ 20 cm h= 35 cm≥ 30cm $\frac{h}{b}$ =1.17≤ 4.00	**Conditions verifies**

III.5.2. Charges revenant à la poutre

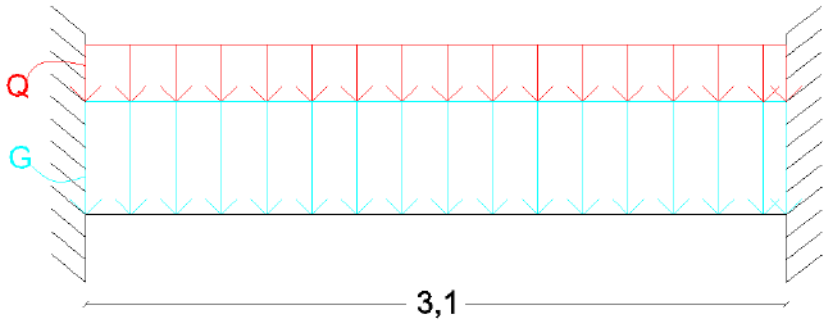


Figure III.19. *Chargement dans la poutre palière*

- $L = 3.1\ m$
- $P_u = 20.15\ kN/ml$
- $P_{ser} = 15.48\ kN/ml$

III.5.3. Calcul des efforts

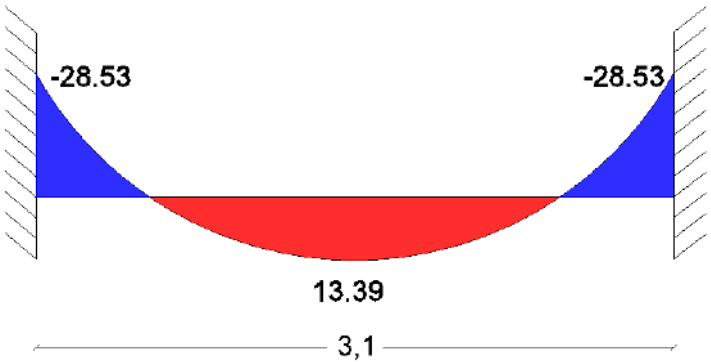


Figure III.20. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU*

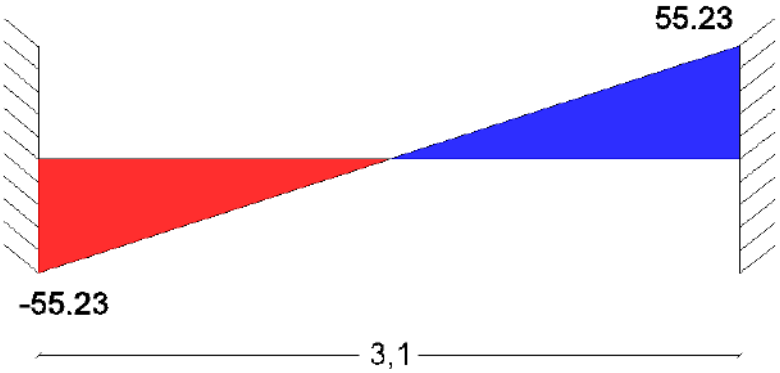


Figure III.21. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU*

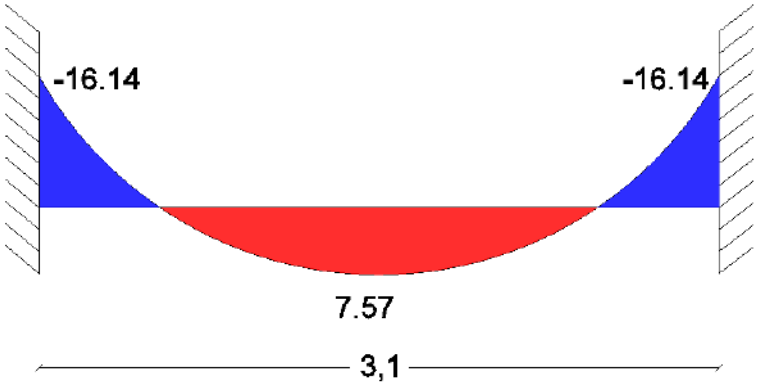


Figure III.22.*Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS*

III.5.4. Calcul de ferraillage

III.5.4.1. Armatures longitudinales

Tableau III.28. *Sollicitations de la poutre palière*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2(cm^2)$	$A_{1ch}(cm^2)$	$A_{2ch}(cm^2)$
Travée	13.39	1.2	0	3HA12=3.39	3HA12=3.39
Appuis	-28.53	0	2.6	3HA12=3.39	3HA12=3.39

III.5.4.2. Armatures transversales (RPA99 v2003 Art.7.5.2.2)

Tableau III.29.*Armatures transversales de la poutre palière*

Espacements		*Armatures*	
Zone nodale (cm)	Zone courante (cm)	$\emptyset$(mm)	$A_t(cm^2)$
10	15	8	3HA8 = 1.51

III.5.4.3. Vérification à l'ELS

Tableau III.30. *Vérification de la poutre palière de sous-sol à l'ELS*

	A (cm^2)	M_{ser} ($kN.m$)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_S}$ (MPa	vérification
En travée	3.39	7.57	1.2	13.7	13.7	15	201.63	Oui
En appuis	3.39	-16.14	4.1	160.1	160.1	15	201.63	Oui

III.5.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.31. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU*

Section	T (kN)	$\tau(kN)$	$\overline{\tau}(kN)$	$\tau \leq \overline{\tau}$
30X35	55.23	0.53	3.33	Oui

III.5.4.5. Vérification selon (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1)

- $A_{min} = 0.5\%b.h$
- $A_{max} = 4\%b.h$ ($Zone\ courante$)

Tableau III.32. *Vérification de la poutre palière de sous-sol selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	6.78	5.25	42.00	Oui
En appuis	6.78			

III.5.4.6. Vérification de la flèche

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas (voir **annexe 4**), on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en **annexe 2** dont les résultats sont présentés dans le tableau III.33.

Tableau III.33. *Vérification de la flèche*

Escalier		***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***	***flèche***		***vérification***
B *(cm)*	e *(cm)*	M_t $(KN.m)$	A_1 (cm^2)	$[f]_t$ *(m)*	$[f]_{adm}$ *(mm)*	
30	35	7.57	3.39	*0.1*	*6.2*	*Oui*

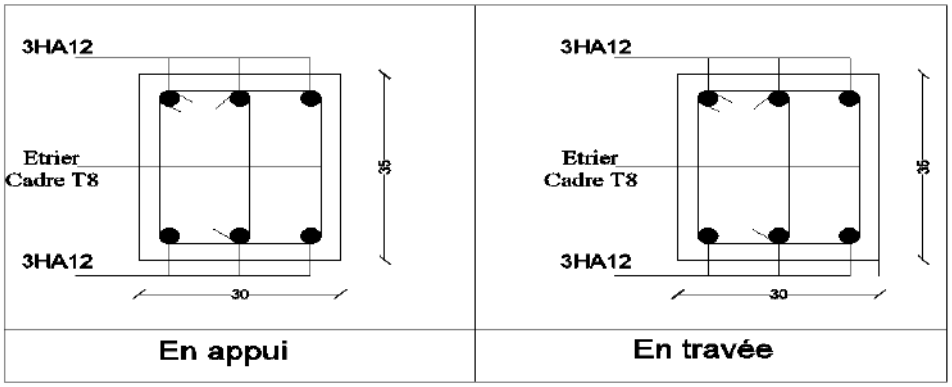


Figure III.23. *Ferraillage de la poutre palière*

III.6. Les dalles pleines

III.6.1. Introduction

Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Dalle encastrée sur deux cotés

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 3.71 \leq e \leq 4.33$$

On prend e=15cm

III.6.2. Détermination des charges

Tableau III.34. *Armatures longitudinales des dalles pleines*

	G (kN/m)	***Q (kN/m)***	***P (kN/m)***
ELU	6.91	3.50	14.58
ELS			10.41

III.6.3. Ferraillage

Dans notre calcul on a dalle pleine rectangulaires encastrée sur 2 côtés de (1.30X2.30) m².

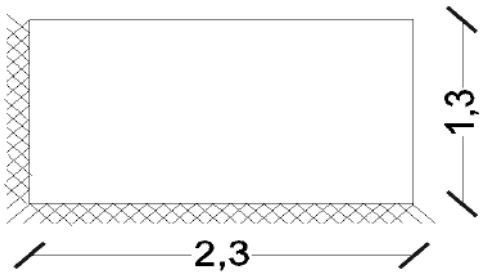


Figure III.24. *Dalle pleine (1.30X2.30)m^2*

- **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 $\Sigma\ travaux = 0$, voir annexe 5.

➢ **Travail externe**

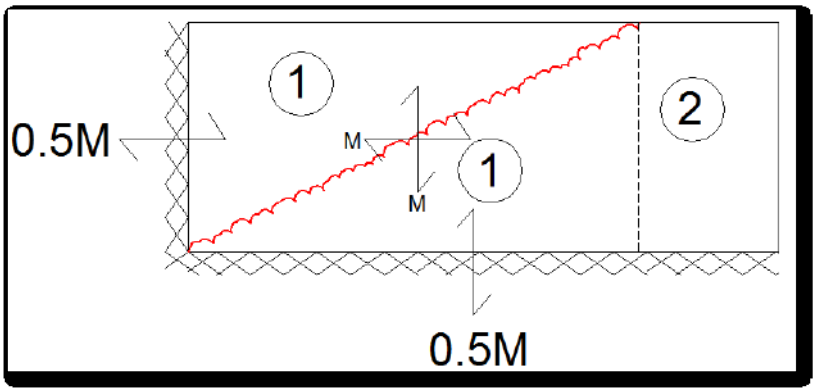


Figure III.25. *Travail externe de dalle pleine (1.30X2.30)m^2*

Tableau III.35. *Travail externe de dalle pleine (1.30X2.30)m^2*

Eléments	Travail externe
1	q.f. (0.23y)
2	q.f. (2.52-0.7y)
∑	q.f (2.52-0.24y)

➢ **Travail interne**

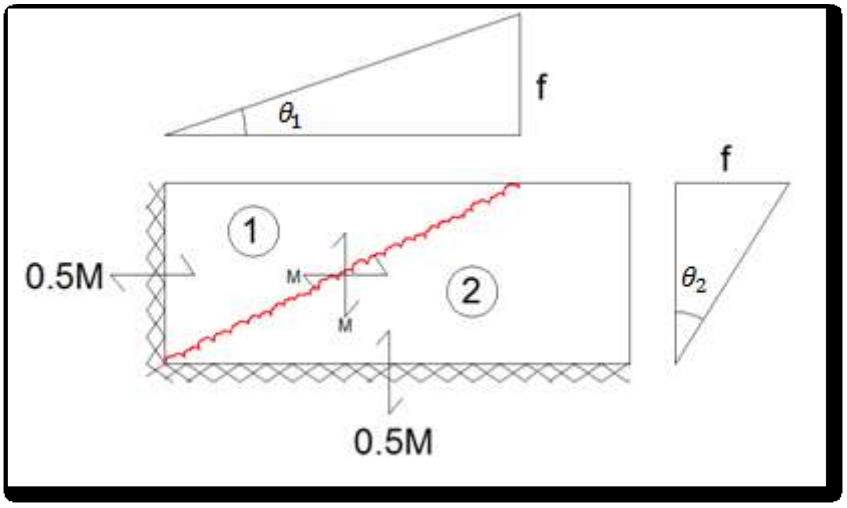


Figure III.26. *Travail interne de dalle pleine (1.30X2.30)m^2*

Tableau III.36.*Travail interne de dalle plaine (1.30X2.30)m^2*

Eléments	Travail interne
1	$2.10\frac{M.f}{y}$
2	$M.f(\frac{y}{1.40}+1.28)$
Σ	$M.f(\frac{2.1}{y}+\frac{y}{1.40}+1.28)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$$q=\frac{M(\frac{2.1}{y}+\frac{y}{1.40}+1.28)}{(2.52-0.24y)}\frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow y=1.365m$$

$$M_{tx}=M_{ty}=6.33kN.m$$

$$M_{ax}=M_{ay}=3.17kN.m$$

Tableau III.37. *Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine*

	$M_x=M_y$ $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
Travée	6.33	1.75	5HA10=3.93	20	33	Oui
Appuis	-3.17	1.75	5HA10=3.93	20	33	Oui

Tableau III.38.*Condition de non fragilité des dalles pleines*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	3.93	1.50	Oui

Appuis	3.93	1.50	Oui

- **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \overline{\sigma_b} = 15$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63$$

Tableau III.39. *Vérification des dalles pleines à l'ELS*

	A(cm²)	M_{ser}**(kN .m)**	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s'(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	3.93	4.59	1.11	11.08	Oui	Oui
En appuis	3.93	2.29	0.55	5.53	Oui	Oui

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_e = -\frac{qL_xL_y}{2L_{y+}L_x} \quad , \quad T_w = \frac{PL_x}{3} \quad , \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Tableau III.40*. Vérification de l'effort tranchant*

Section(cm)	T_{max}**(kN)**	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	-6.42	0.051	3.33	Oui

- **Vérification de la flèche**

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.57 selon la méthode présentée à **l'annexe 2.**

Tableau III.41. *Vérification de la flèche de dalle pleine*

Dalle pleine		***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***	***flèche***		***vérification***
b	*h*	*M travée*	A_1	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	
$[cm]$	$[cm]$	$[KN.m]$	$[cm^2]$	$[mm]$	$[mm]$	*Oui/Non*
100	15	4.59	3.93	*1.40*	*7.20*	*Oui*

III.7. Dalle machine

III.7.1. Introduction

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

III.7.2. Détermination de l'épaisseur

- **Dalle encastrée sur quatre cotés**

$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 7.55 \leq e \leq 8.50$

$on\ prend\ e = 25cm.$

III.7.3. La charge permanente et la charge d'exploitation

Tableau III.42.*Poids de la machine*

P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9
84	32	2	6	8	12.5	7.5	11	10

$$q = \frac{\sum P}{S} = 17.25kN/m^2$$

Tableau III.43. *Les charges de la dalle machine*

	G(kN/m)	Q(kN/m)	P(kN/m)
ELU	23.5	5	39.23
ELS			28.50

III.7.4. Ferraillage

➢ **Travail externe**

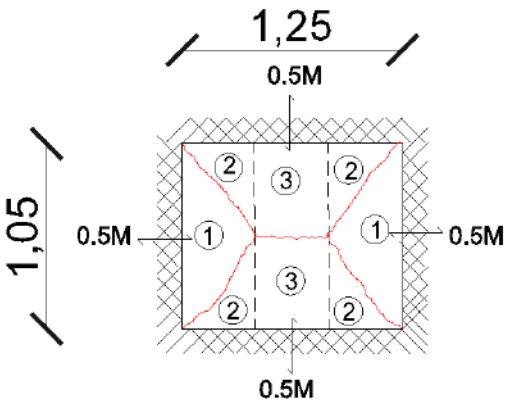


Figure III.27. *Travail externe d'une dalle pleine (1.25X1.05)m^2*

Tableau III.44.*Travail externe d'une dalle pleine (1.25X1.05)m^2*

Elements	1	2	3	∑
Travail externe	q.f.y.(0.491)	q.f.y(0.245)	q.f(2.50-1.475y)	q.f(5-0.988y)

➢ **Travail interne**

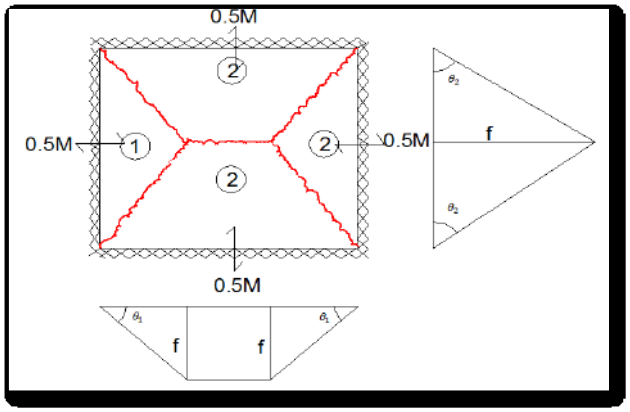


Figure III.28. *Travail interne d'une dalle plaine (3.40X2.95)m²*

Tableau III.45. *Travail externe d'une dalle plaine (3.40X2.95)m²*

Element	1	2	∑
Travail interne	$4.425(\frac{M.f}{2})$	3.45M.f	$M.f(\frac{8.85}{y}+6.90)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$q=\frac{M(\frac{8.85}{y}+6.90)}{(5-0.988y)}\frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow$ y=1.57m

$$M_{tx}=M_{ty}=10.78kN.m$$
$$M_{ax}=M_{ay}=5.39kN.m$$

Tableau III.46.*Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine*

	$M_x=M_y$ $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
Travée	10.78	2.70	7HA10=5.50	15	33	Oui
Appuis	5.39	2.70	7HA10=5.50	15	33	Oui

Tableau III.47. *Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	3.93	2.50	Oui
Appuis	3.93	2.50	Oui

➢ **Vérification à l'ELS**

Tableau III.48. *Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS*

	A (cm²)	T_{max}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	7.83	0.67	15	Oui
En appuis	5.50	3.92	0.33	15	Oui

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_e = -\frac{qL_xL_y}{2L_{y+}L_x} \quad , \quad T_w = \frac{PL_x}{3} \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Tableau III.49. *Vérification de l'effort tranchant de la dalle machine*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X25	17.74	0.078	1.16	Oui

- **Vérification de la flèche**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{340} = 0.073 \geq 0.0625 & Condition\ vérifiée \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{25}{340} = 0.073 \geq \frac{7.83}{15 * 9.21} = 0.056 & Condition\ vérifiée \\ \frac{A}{b * d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{5.50}{100 * 22.5} = 0.0024 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 & Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification au poinçonnement**

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq F_{limite} = 0.045\ U_c\ h\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = (a + b + 2h)x2$

Avec :

h : La hauteur totale du dalle.

a ,b : Dimension de la surface d'application de la charge concentrée.

Tableau III.50. Vérification au poinçonnement

Q_u (kN/m²)	h (cm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limite}$
39.23	25	25	1.5	20	25	200	375.00	Oui

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

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

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure

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

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

IV.2.1. Centre de masse

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$X_R = \frac{\sum K_{ix} Y_i}{\sum K_{ix}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum K_{iy} . X_i}{\sum K_{iy}}$$

Avec :

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

K_x, K_y: La rigidité de la section de chaque élément de contreventement (poteau, voile) transversale par rapport à "ox, oy" respectivement

IV.2.2.1.Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.2.1.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E. I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x, y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

H : longueur du poteau.

Poteau carré: $$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.2.1.2. Les refends pleins

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E : module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " YG ".}$$

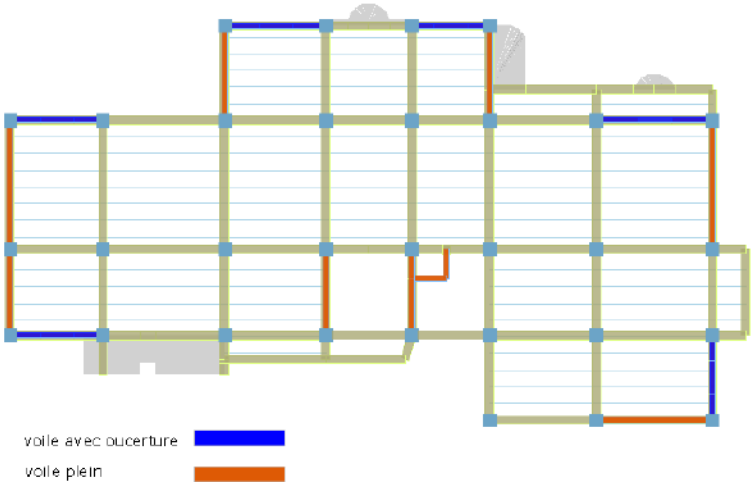


Figure IV. 1. *disposition des voiles.*

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

Niveau		*Masse et centre de Masse*			*Inertie et centre d'inertie*			
Diaphragme	***Niveau***	***Poids***	X_G	Y_G	$\sum I_X$ (m4)	$\sum I_Y$ (m4)	X_R	Y_R
DIAPH1	*3.24*	*5038.614*	*13.838*	*7.066*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*19.669*	*7.048*
DIAPH2	*6.48*	*4516.870*	*13.880*	*7.085*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*17.218*	*6.639*
DIAPH3	*9.72*	*4472.799*	*13.878*	*7.090*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*16.571*	*6.595*
DIAPH4	*12.96*	*4429.886*	*13.880*	*7.097*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*16.277*	*6.583*
DIAPH5	*16.20*	*4429.886*	*13.880*	*7.097*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*16.120*	*6.582*
DIAPH6	*19.44*	*4390.012*	*13.879*	*7.103*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*16.036*	*6.585*
DIAPH7	*22.68*	*4351.178*	*13.881*	*7.109*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*15.994*	*6.590*
DIAPH8	*25.92*	*4351.178*	*13.881*	*7.109*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*15.981*	*6.597*

DIAPH9	*29.16*	*4303.880*	*13.885*	*7.112*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*15.986*	*6.606*
DIAPH10	*32.40*	*2973.035*	*13.625*	*7.126*	*5.620E+004*	*7.727E+004*	*15.999*	*6.622*

IV.2.3. Excentricité [1] Art 4.2.7 and Art 4.3.7

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

IV.2.3.1. Excentricité statique (théorique)

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

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, 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 précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

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

$$E_{X\,acc} = 5\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,acc} = 5\% * L_Y$$

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

Tableau IV.2. *Excentricité suivant les deux directions.*

Niveau (m)	$E_X = \|X_G - X_R\|$ (m)	$E_Y = \|Y_G - Y_R\|$ (m)	Vérification
3.24	5.831	0.018	Non
6.48	3.338	0.446	Oui
9.72	2.693	0.495	Oui
12.96	2.397	0.514	Oui
16.20	2.240	0.515	Oui

19.44	2.157	0.518	Oui
22.68	2.113	0.519	Oui
25.92	2.100	0.512	Oui
29.16	2.101	0.506	Oui
32.40	2.374	0.504	Oui

À chaque niveau (sauf le diaphragme du niveau 3.24m puisque on a des voile périphériques du sous-sol) 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. **[1] Art 4.2.7** et **Art 4.3.7**

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 25.65 m

Largeur du bâtiment = 14.55 m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 3.85 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 2.18 m

La position du centre de gravité et du centre de torsion et la distance entre eux sépare sont affichées dans la figure suivante:

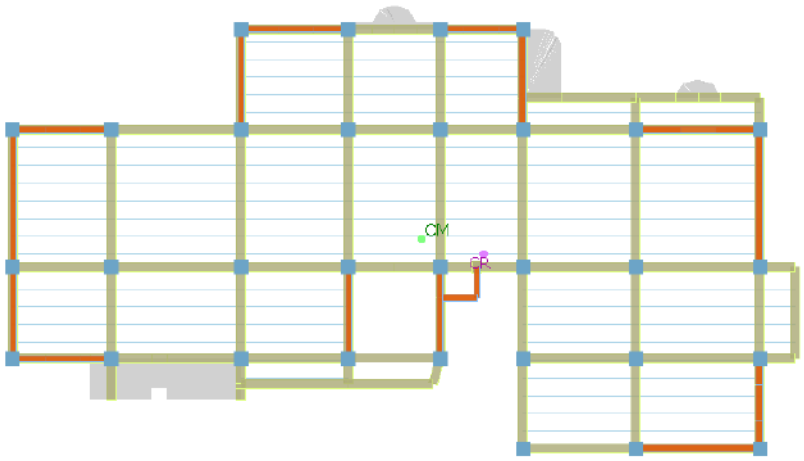


Figure IV. 2. *position de centre de masse et centre de rigidité.*

IV.3. Choix de la méthode de calcul

V.3.1. Introduction

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

- Méthode statique équivalente ;

- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.20.0 »

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7)

IV.3.2.1. Principe de la méthode

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

IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le « SAP2000.v21.0.2 » est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse, son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

a) Coefficient d'accélération A [1] Art 4.2.3 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) Facteur de correction d'amortissement η [1] Art 4.2.3 Tab 4.2

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

c) Coefficient de comportement R [1] Art 4.2.3 Tab 4.3

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

Donc : R=3.5

Tableau IV. 3. Distribution des sollicitations suivant X

Niveau	*Sollicitation dues aux charges verticales*		*Sollicitation dues aux charges horizontales*	
	$N_{z(poteau)}\%$	$N_{z(voile)}\%$	$T_{x(poteau)}\%$	$T_{x(voile)}\%$
32.40	58.682	41.318	0.000	100.000
29.16	68.924	31.076	0.000	100.000
25.92	70.336	29.664	0.000	100.000
22.68	71.440	28.560	0.000	100.000
19.44	74.080	25.920	0.000	100.000
16.20	74.488	25.512	0.000	100.000
12.96	75.255	24.745	0.000	100.000
9.72	77.044	22.956	0.000	100.000
6.48	84.109	15.891	0.000	100.000
3.24	58.682	41.318	0.000	100.000

Tableau IV.4. *Distribution des sollicitations suivant Y*

Niveau	*Sollicitation dues aux charges verticales*		*Sollicitation dues aux charges horizontales*	
	$N_{z(poteau)}\%$	$N_{z(voile)}\%$	$T_{y(poteau)}\%$	$T_{y(voile)}\%$
32.40	48.859	51.141	0.000	100.000
29.16	56.657	43.343	0.000	100.000
25.92	58.140	41.860	0.000	100.000
22.68	59.091	40.909	0.000	100.000
19.44	62.457	37.543	0.000	100.000
16.20	63.031	36.969	0.000	100.000
12.96	63.677	36.323	0.000	100.000
9.72	66.786	33.214	0.000	100.000
6.48	68.204	31.796	0.000	100.000
3.24	62.275	37.725	0.000	100.000

d) Facteur de qualité Q

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

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

Tableau IV.5. *Facteur de qualité.*

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	Observé	*Valeur*	*Observé*	*Valeur*
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.10		0.10	
Q	1.10		1.10	

Le contrôle de la qualité des matériaux n'est pas toujours observé pour les constructions, c'est pour ça on prend son **non observation** en considération.

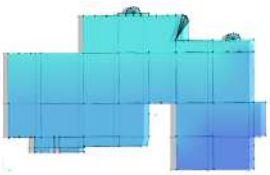
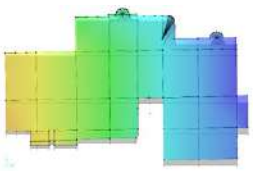
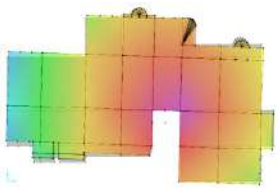
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique

IV.3.3.1. Analyse modale

IV.3.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.6. *Comportement des trois premiers modes.*

Modes	*1*	*2*	*3*
Période (s)	0.629	0.544	0.316
Participation massique (%) suivant X	61.30	1.56	0.28
Participation massique(%) suivant Y	1.12	58.61	4.82
Participation massique(%) suivant Z	0.63	4.00	59.73

Image			
Comportement	**Translation suivant l'axe X**	**Translation suivant l'axe Y**	**Rotation autour l'axe Z**

IV.3.3.1.2 Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 v2003 Art.4.3.4.a)**

Tableau IV. 7. *La participation massique.*

Modes	*Modes*	*Cumule des masses modales effectives (%)*	*Cumule des masses modales effectives (%)*	*Cumule des masses modales effectives (%)*
Modes	*Périodes (en s)*	*Sens-x*	*Sens-y*	*Sens-z*
1	0.629	61.305	1.12	0.625
2	0.544	62.865	59.733	4.623
3	0.316	63.146	64.558	64.353
18	0.061	88.023	90.887	86.232
33	0.045	88.443	91.114	86.54
34	0.045	88.455	91.123	86.548
35	0.044	90.953	91.123	86.585
36	0.044	90.963	91.123	86.585
37	0.043	90.965	91.123	86.585
49	0.041	91.251	92.556	89.573
50	0.04	91.264	92.56	89.577
51	0.039	91.289	92.564	90.926

Donc ; La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 51éme mode avec un temps égale à « T= 4.29 sec »

IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA99 v2003 Art.4.3.6)

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

Donc, il faut vérifier que :

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

b) Calcul de la force sismique totale V (RPA99 v2003 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. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0.40\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 32.4}{\sqrt{25.65}} = 0.579 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 32.4}{\sqrt{14.55}} = 0.679$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 1.723\ s \quad , \quad D_y = 1.550\ s$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

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

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

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	1.723	1.550	1.1	1.1	3.5	43257.337	6791.402	6402.086

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.21.0.2 » sont :

$$V_{tx} = 5757.861kN \quad , \quad V_{ty} = 6111.269\ kN$$

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

	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	6711.676	5757.861	0.848	Oui
Sens Y	6326.930	6111.269	0.995	Oui

b) Vérification de la stabilité au renversement: [1] Art 4.2.5

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T\,V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0.579\ sec$, $T_y = 0.679\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

Tableau IV. 10. *Valeurs des moments de stabilité et de renversement.*

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)	$F_{iy}(kN)$	M_{Rxi} $(kN.m)$	M_{Ryi} $(kN.m)$	M_{Sxi} $(kN.m)$	M_{Syi} $(kN.m)$
3.24	4530.80	14679.80	109.19	116.24	353.77	376.63	62919.28	32078.09
6.48	4516.87	29269.32	217.70	231.77	1410.71	1501.88	62694.16	32002.02
9.72	4472.80	43475.61	323.37	344.26	3143.13	3346.25	62073.50	31712.14
12.96	4429.89	57411.32	427.02	454.62	5534.17	5891.82	61486.82	31438.90
16.20	4429.89	71764.15	533.77	568.27	8647.14	9205.96	61486.82	31438.90
19.44	4390.01	85341.83	634.76	675.78	12339.80	13137.26	60928.98	31182.26
22.68	4351.18	98684.72	734.01	781.44	16647.26	17723.09	60398.70	30932.52
25.92	4351.18	112782.53	838.86	893.08	21743.36	23148.53	60398.70	30932.52
29.16	4303.88	125501.14	933.46	993.79	27219.81	28978.89	59759.37	30609.19
32.40	2973.04	96326.33	716.46	762.77	23213.46	24713.63	40507.60	21185.85
Somme		735236.76	/	/	120252.61	128023.9	592653.93	303512.41

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

la formule suivante :

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

Tableau IV.11. Vérification de la stabilité au renversement.

	M_S	M_R	M_S/M_R	*Vérification*
Sens x	592653.93	120252.61	4.93	*Oui*
Sens y	303512.41	128023.93	2.37	*Oui*

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

c)Vérification des déplacements inter-étage ([1] Art.4.4.3)

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm} = 0.01 h_e$ (**[2] Art.5.10**)

Tableau IV.12. *Vérification des déplacements inter-étage suivant X.*

Niveau (m)	δ_X (cm)	R. δ_X (cm)	ΔX (cm)	Δ_{adm} (cm)	Vérification	ε_X ‰	[ε] ‰
32.4	2.958	10.353	1.242	3.24	Ok	2.68	3.5
29.16	2.603	9.111	1.267	3.24	Ok	2.74	3.5
25.92	2.241	7.844	1.285	3.24	Ok	2.78	3.5
22.68	1.874	6.559	1.281	3.24	Ok	2.77	3.5
19.44	1.508	5.278	1.249	3.24	Ok	2.7	3.5
16.2	1.151	4.029	1.169	3.24	Ok	2.53	3.5
12.96	0.817	2.86	1.04	3.24	Ok	2.25	3.5
9.72	0.52	1.82	0.868	3.24	Ok	1.88	3.5
6.48	0.272	0.952	0.633	3.24	Ok	1.37	3.5
3.24	0.091	0.319	0.319	3.24	Ok	0.69	3.5

Tableau IV.13. *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.*

Niveau (m)	δ_Y (cm)	R. δ_Y (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	ε_Y ‰	[ε] ‰
32.4	3.163	11.071	1.292	3.24	Ok	2.79	3.5
29.16	2.794	9.779	1.337	3.24	Ok	2.89	3.5
25.92	2.412	8.442	1.372	3.24	Ok	2.96	3.5
22.68	2.02	7.07	1.372	3.24	Ok	2.96	3.5
19.44	1.628	5.698	1.344	3.24	Ok	2.9	3.5
16.2	1.244	4.354	1.263	3.24	Ok	2.73	3.5
12.96	0.883	3.091	1.131	3.24	Ok	2.44	3.5
9.72	0.56	1.96	0.938	3.24	Ok	2.03	3.5
6.48	0.292	1.022	0.682	3.24	Ok	1.47	3.5
3.24	0.097	0.34	0.34	3.24	Ok	0.73	3.5

d) Vérification de l'effet P-Δ

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

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

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

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

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

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Tableau IV.14. *Vérification de l'effet P-Δ.*

Niv (m)	P_k (kN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	Vk_x (kN)	Vk_y (kN)	h_k(cm)	θk_x	θk_y	$\theta \leq 0.1$
32.4	2973.03	1.07	1.17	752.67	798.87	324	0.013	0.013	Vérifiée
29.16	4303.88	1.09	1.21	980.64	1040.83	324	0.015	0.015	Vérifiée
25.92	4351.18	1.12	1.24	881.26	935.35	324	0.017	0.018	Vérifiée
22.68	4351.18	1.13	1.25	771.1	818.43	324	0.02	0.021	Vérifiée
19.44	4390.01	1.09	1.21	666.85	707.77	324	0.022	0.023	Vérifiée
16.2	4429.89	1.02	1.14	560.75	595.17	324	0.025	0.026	Vérifiée
12.96	4429.89	0.9	0.99	448.6	476.14	324	0.027	0.028	Vérifiée
9.72	4472.8	0.72	0.8	339.71	360.56	324	0.029	0.031	Vérifiée
6.48	4516.87	0.47	0.53	228.71	242.74	324	0.029	0.03	Vérifiée
3.24	5038.61	0.08	0.14	127.56	135.39	324	0.01	0.016	Vérifiée

IV.3.3.2.2. Résistance des éléments [2]

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres**

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x f c28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x f c28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV. 15. *Vérification de cisaillement des poutres*

Section	b (cm)	h (cm)	T_{max} (kN)	Combinaison	Situation	Υ_b	Position	τ (MPa)	τ_{adm} (Mpa)	Vérification
pp30x40	30	40	234	G+Q+Edy	accidentelle	1.15	Intermédiaire	2.08	3.33	vérifier

ps30x35	30	35	205	G+Q+Edx	accidentelle	1.15	rive	2.11	3.26	vérifier
Ppalier	30	35	57.92	0.8G+Edx	accidentelle	1.15	Intermédiaire	0.59	3.33	vérifier
long30x30	30	30	29.29	1.35G+1.5Q	durable	1.5	Intermédiaire	0.36	2.50	vérifier
Ch 30x30	30	30	55.61	G+Q+Edy	Accidentelle	1.15	Rive	0.67	3.26	vérifier

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

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

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau IV.16 *.Vérification de cisaillement des voiles.*

direction	voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$	combinaison	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	1	20	1.25	326.44	G+Q-EdX	2.031	5	Vérifiée
	2	20	3.35	423.84	G+Q-EdY	0.984	5	Vérifiée
	3	20	4.2	425.99	G+Q+EdX	0.789	5	Vérifiée
	4	20	2.8	278.84	G+Q+EdX	0.775	5	Vérifiée
Y	1	20	4.65	1045.86	G+Q-EdY	1.749	5	Vérifiée
	2	20	3.1	647.92	G+Q-EdY	1.626	5	Vérifiée
	3	20	3.05	421.53	G+Q-EdY	1.075	5	Vérifiée
	4	20	3.4	455.93	G+Q-EdY	1.043	5	Vérifiée
	5	20	2.05	247.64	G+Q+EdY	0.94	5	Vérifiée
	6	20	1.05	81.97	G+Q+EdY	0.607	5	Vérifiée

- **Les poteaux**

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux [2]

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit ;

B_c: Section brute du béton.

Tableau IV.17.*Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrés.*

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	*Combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	55	55	2047.97	280900	$G+Q-Edx$	0.292	Oui
	55	55	1919.72	280900	$G+Q-Edy$	0.273	Oui

IV.4. CONCLUSION

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

Tableau IV.18. *Dimensions finales des éléments.*

Eléments		**Section**
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Poutre Chainage		30x30
Poutre palière		30x35
Longrines		30x30
Voile de contreventement		20xL
Etage		Poteaux carre
Poteaux	**9éme**	40x40
	6éme, 7éme ,8éme	45x45
	3éme, 4éme ,5émé	50x50
	RDC, 1^{ier} ,2éme	55x55

Avec ce système de contreventement constitué de voiles de contreventement en béton armé

(R = 3,5), nous avons assuré :

1- Bon comportement modal.

2- Stabilité globale suffisante de la structure.

3- Bonne résistance de l'élément structurel ($\tau < \tau_{adm}$) and ($\sigma < \sigma_{adm}$).

4- Bonne ductilité de la structure accompagnée d'une grande dissipation d'énergie.

5- Un travail économique.

CHAPITRE V

CALCUL DU FERRAILLAGE

V.1.Introduction

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

a) Combinaisons données par le CBA93

- ELS : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires). **[1] et [2]**

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérenceF_eE400.

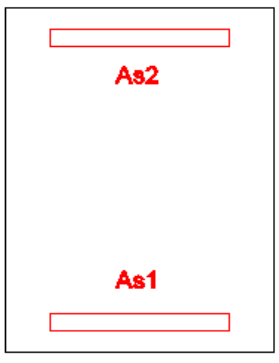


Figure V. 1. *As1 et As2 selon le calcul.*

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

Elément	(bxh)	M $(kN.m)$	*Combinaison*	A_{S1} (cm^2)	$A_{S1\ choisie}$ (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{tmin} *CBA* (cm^2)	$A_{S2\ choisie}$ (cm^2)
Poutres principales	30x40	146.13	G+Q+Edy	10.9	3HA16+3_{ch}HA16 =12.06	0	1.20	3HA16=6.03
		-142.01	0.8G-Edy	0	3HA16=6.03	10.5	1.20	3HA16+3_{ch}HA16 =12.06
Poutres secondaires	30x35	/	/	/	3HA14=4.62	/	1.05	3HA14=4.62
		-96.79	G+Q+Edx	0	3HA14=4.62	8.2	1.05	3HA14+3_{ch}HA14 =9.24

V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS [2]

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau V.2. *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.*

Elément	*Sollicitation à l'ELS* $(kN.m)$		*Type de fissuration*	*Contraintes en Travées* (MPa)			*Contraintes en Appuis* (MPa)			*Contraintes admissibles* (MPa)		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$	$M_{a\,ser}$		σ_b	σ_s	$\sigma_s{}'$	σ_b	σ_s	$\sigma_s{}'$	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
PP	38.77	-86.32	préjudiciable	3.90	92.5	49.5	8.9	201.63	110.2	15	201.63	Oui
PS	31.33	-38.34	Peu nuisible	4.6	/	/	4.5	/	/	15	201.63	Oui

Section minimale

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $(RPA99\ v2003\ Art.7.5.2.1)$

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

Tableau V.3. *Vérification de section d'armatures.*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{total}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	18.09	18.09	36.18	6.00	1.2	Oui
Poutres secondaires	9.24	13.86	23.10	5.25	1.05	Oui

V.2.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

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

Tableau V.4. *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	235.09	$G+Q+E_x$	1.96	4.35	Oui
Poutres secondaires	30x35	-108.19	$G+Q+E_Y$	1.03	3.33	Oui

V.2.1.3. Ferraillage transversal des poutres [2]

Tableau V.5. La section d'armatures transversales.

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		$S(ZN)$ (cm)	$S'(ZC)$ (cm)	
Poutres principales	2.63	10	15	$3HA8 = 1.51$
Poutres secondaires	1.56	10	15	$3HA8 = 1.51$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées, voir **(annexe 6).**

V.2.1.4. Vérification de la flèche [2]

Tableau V.6. Vérification de la flèche des poutres.

Elément	L(m)	$M_t(KN.m)$	f(mm)	$\bar{f}(mm)$	$f \leq \bar{f}$
Poutres principales	4.65	38.77	3.2	9.3	Oui
Poutres secondaires	2.8	31.33	1.5	5.6	Oui

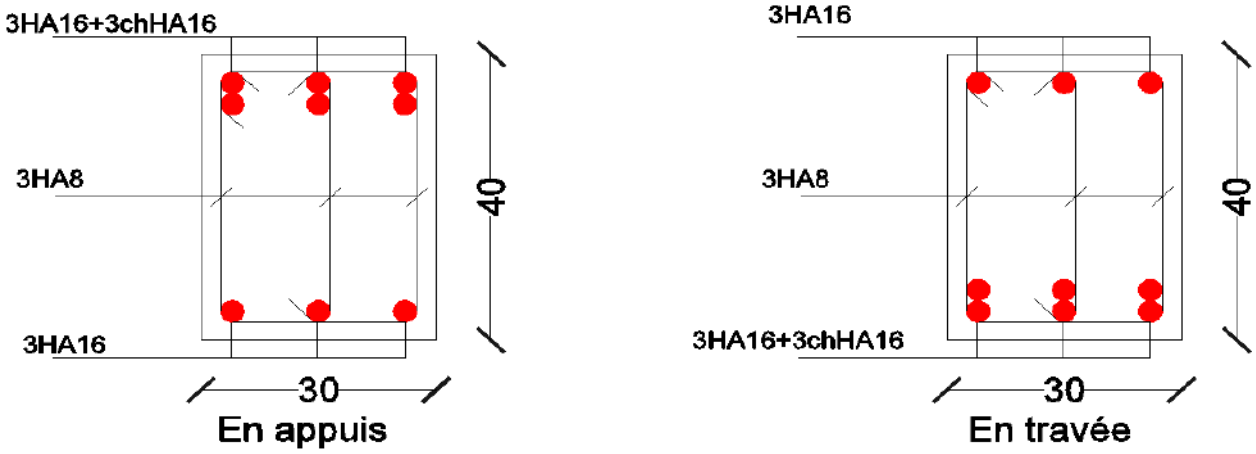


Figure V.2. Dessin de ferraillage des poutres principales

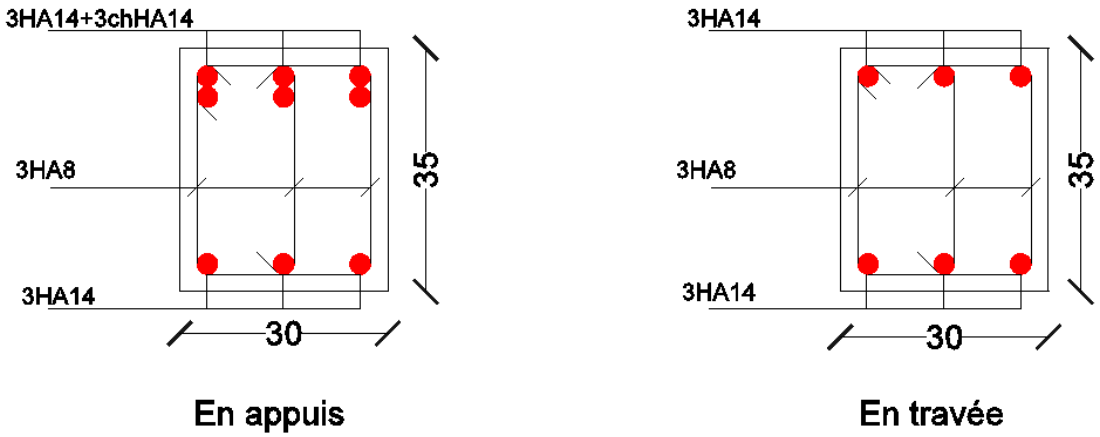


Figure V.3. *Dessin de ferraillage des poutres secondaires*

V. 3. Ferraillage des poteaux

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

V.3.1. Armatures longitudinales

Recommandation Selon le **CBA93** et **RPA v2003 Art.7.4.2.1 (**voir **Annexe 7)**.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

❖ **Remarque**

Les contraintes sont calculées avec la combinaison 1.35G + 1.5Q car les charges horizontales ne sont reprises que par les voiles de contreventement.

Tout le résultat que je l'ai trouvé sont inférieurs au minimum de **CBA**, donc j'ai pris le minimum de CBA directement

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

Etage	Section	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sous-sol	55x55	N_{max}	2462.09	$M_{x\,corr}$	-4.45	$M_{y\,corr}$	0.33	8.80	27.23	16HA16 = 32.17
		N_{min}	1648.14	$M_{x\,corr}$	-7.12	$M_{y\,corr}$	-4.51	8.80		
		M_{max}	10.67	N_{corr}	1927.21	M_{corr}	2.72	8.80		
RDC	55x55	N_{max}	2171.34	$M_{x\,corr}$	-19.32	$M_{y\,corr}$	0.93	8.80	27.23	16HA16 = 32.17
		N_{min}	932.63	$M_{x\,corr}$	-9.11	$M_{y\,corr}$	-3.76	8.80		
		M_{max}	24.83	N_{corr}	1688.88	M_{corr}	8.06	8.80		

1ier	55x55	N_{max}	1890.05	$M_{x\,corr}$	-19.53	$M_{y\,corr}$	1.46	8.80	27.23	16HA16 = 32.17
		N_{min}	821.79	$M_{x\,corr}$	-18.14	$M_{y\,corr}$	-7.25	8.80		
		M_{max}	23.57	N_{corr}	1461.24	M_{corr}	11.14	8.80		
2éme	50x50	N_{max}	1616.96	$M_{x\,corr}$	-15.60	$M_{y\,corr}$	2.11	8.00	22.50	16HA14 =24.63
		N_{min}	709.10	$M_{x\,corr}$	-16.34	$M_{y\,corr}$	-4.84	8.00		
		M_{max}	21.0	N_{corr}	1355.35	M_{corr}	3.09	8.00		
3éme	50x50	N_{max}	1357.21	$M_{x\,corr}$	-16.91	$M_{y\,corr}$	2.86	8.00	22.50	16HA14 =24.63
		N_{min}	601.14	$M_{x\,corr}$	-20.28	$M_{y\,corr}$	-4.83	8.00		
		M_{max}	-24.77	N_{corr}	1131.51	M_{corr}	-4.45	8.00		
4éme	50x50	N_{max}	1105.50	$M_{x\,corr}$	-16.90	$M_{y\,corr}$	3.64	8.00	22.50	16HA14 =24.63
		N_{min}	491.45	$M_{x\,corr}$	-22.50	$M_{y\,corr}$	-4.03	8.00		
		M_{max}	27.07	N_{corr}	916.89	M_{corr}	-5.65	8.00		
5éme	45x45	N_{max}	858.72	$M_{x\,corr}$	-13.04	$M_{y\,corr}$	3.12	7.20	18.23	12HA14 =18.47
		N_{min}	381.68	$M_{x\,corr}$	-19.44	$M_{y\,corr}$	-2.92	7.20		
		M_{max}	22.09	N_{corr}	707.99	M_{corr}	-4.95	7.20		
6éme	45x45	N_{max}	620.60	$M_{x\,corr}$	-14.22	$M_{y\,corr}$	3.75	7.20	18.23	12HA14 =18.47
		N_{min}	277.47	$M_{x\,corr}$	-22.86	$M_{y\,corr}$	-2.77	7.20		
		M_{max}	25.17	N_{corr}	508.34	M_{corr}	-5.91	7.20		
7éme	45x45	N_{max}	387.16	$M_{x\,corr}$	-14.36	$M_{y\,corr}$	4.09	7.20	18.23	12HA14 =18.47
		N_{min}	172.33	$M_{x\,corr}$	-23.38	$M_{y\,corr}$	-2.62	7.20		
		M_{max}	26.38	N_{corr}	313.92	M_{corr}	-6.47	7.20		
8éme	40x40	N_{max}	162.93	$M_{x\,corr}$	13.53	$M_{y\,corr}$	0.30	6.40	14.40	4HA14+8HA 12= 15.21
		N_{min}	67.83	$M_{x\,corr}$	-21.39	$M_{y\,corr}$	-0.27	6.40		
		M_{max}	22.18	N_{corr}	121.21	M_{corr}	-5.38	6.40		

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS [2]

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

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

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa	σ_s (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Sous-sol	55x55	N_{max}	1802.80	$M_{x\,corr}$	-3.22	$M_{y\,corr}$	0.24	Peu nuisible	5.20	/	Vérifiée
		N_{min}	1208.60	$M_{x\,corr}$	-5.18	$M_{y\,corr}$	-3.32	Peu nuisible	3.60	/	Vérifiée
		M_{max}	-7.80	N_{corr}	1412.39	M_{corr}	-1.99	Peu nuisible	4.20	/	Vérifiée
RDC	55x55	N_{max}	1589.93	$M_{x\,corr}$	-14.05	$M_{y\,corr}$	0.67	Préjudiciable	4.90	72.7	Vérifiée
		N_{min}	686.02	$M_{x\,corr}$	-6.65	$M_{y\,corr}$	-2.79	Préjudiciable	2.20	32.50	Vérifiée
		M_{max}	18.14	N_{corr}	1237.74	M_{corr}	5.91	Préjudiciable	4.30	62.00	Vérifiée
1ier	55x55	N_{max}	1383.97	$M_{x\,corr}$	-14.21	$M_{y\,corr}$	1.06	Préjudiciable	4.34	64.20	Vérifiée
		N_{min}	604.43	$M_{x\,corr}$	13.26	$M_{y\,corr}$	5.38	Préjudiciable	2.30	32.90	Vérifiée
		M_{max}	17.21	N_{corr}	1070.90	M_{corr}	8.16	Préjudiciable	3.80	55.60	Vérifiée
2éme	50x50	N_{max}	1183.98	$M_{x\,corr}$	-11.35	$M_{y\,corr}$	1.54	Préjudiciable	4.60	67.60	Vérifiée
		N_{min}	521.49	$M_{x\,corr}$	-11.95	$M_{y\,corr}$	-3.59	Préjudiciable	2.40	34.80	Vérifiée
		M_{max}	15.33	N_{corr}	992.83	M_{corr}	-2.25	Préjudiciable	4.20	61.00	Vérifiée
3éme	50x50	N_{max}	993.81	$M_{x\,corr}$	-12.30	$M_{y\,corr}$	2.09	Préjudiciable	4.00	58.60	Vérifiée
		N_{min}	442.06	$M_{x\,corr}$	-14.82	$M_{y\,corr}$	-3.59	Préjudiciable	2.20	32.30	Vérifiée
		M_{max}	18.08	N_{corr}	828.91	M_{corr}	-3.24	Préjudiciable	3.80	54.10	Vérifiée
4éme	50x50	N_{max}	809.50	$M_{x\,corr}$	-12.29	$M_{y\,corr}$	2.66	Préjudiciable	3.40	49.40	Vérifiée
		N_{min}	361.38	$M_{x\,corr}$	-16.45	$M_{y\,corr}$	-3.01	Préjudiciable	2.00	28.70	Vérifiée
		M_{max}	19.76	N_{corr}	671.69	M_{corr}	-4.12	Préjudiciable	3.30	47.00	Vérifiée
5éme	45x45	N_{max}	628.79	$M_{x\,corr}$	-9.49	$M_{y\,corr}$	2.28	Préjudiciable	4.30	48.70	Vérifiée
		N_{min}	280.64	$M_{x\,corr}$	-14.21	$M_{y\,corr}$	-2.18	Préjudiciable	2.10	29.70	Vérifiée
		M_{max}	16.12	N_{corr}	518.65	M_{corr}	-3.61	Préjudiciable	3.40	47.00	Vérifiée
6éme	45x45	N_{max}	454.47	$M_{x\,corr}$	-10.34	$M_{y\,corr}$	2.74	Préjudiciable	2.70	38.40	Vérifiée
		N_{min}	204.02	$M_{x\,corr}$	-16.71	$M_{y\,corr}$	-2.07	Préjudiciable	1.9	26.50	Vérifiée
		M_{max}	18.37	N_{corr}	372.42	M_{corr}	-4.31	Préjudiciable	2.90	39.30	Vérifiée
7éme	45x45	N_{max}	283.56	$M_{x\,corr}$	-10.44	$M_{y\,corr}$	2.99	Préjudiciable	1.90	37.70	Vérifiée
		N_{min}	126.72	$M_{x\,corr}$	-17.76	$M_{y\,corr}$	-1.96	Préjudiciable	1.80	24.30	Vérifiée
		M_{max}	19.26	N_{corr}	230.02	M_{corr}	-4.71	Préjudiciable	2.30	31.10	Vérifiée
8éme	40x40	N_{max}	119.39	$M_{x\,corr}$	9.87	$M_{y\,corr}$	0.22	Préjudiciable	1.11	14.40	Vérifiée
		N_{min}	49.89	$M_{x\,corr}$	-15.64	$M_{y\,corr}$	-0.22	Préjudiciable	1.50	19.40	Vérifiée
		M_{max}	15.47	N_{corr}	88.86	M_{corr}	15.47	Préjudiciable	3.00	34.90	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le (RPA99 v2003 Art.7.4.2.2), Voir **(Annexe 8)**.

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

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol +RDC+1ier	55x55	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
2éme+3éme+4éme	50x50	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
5éme+6éme+7éme	45x45	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02
8éme	40x40	Nodale	10	6HA8 = 3.02
		Courante	15	6HA8 = 3.02

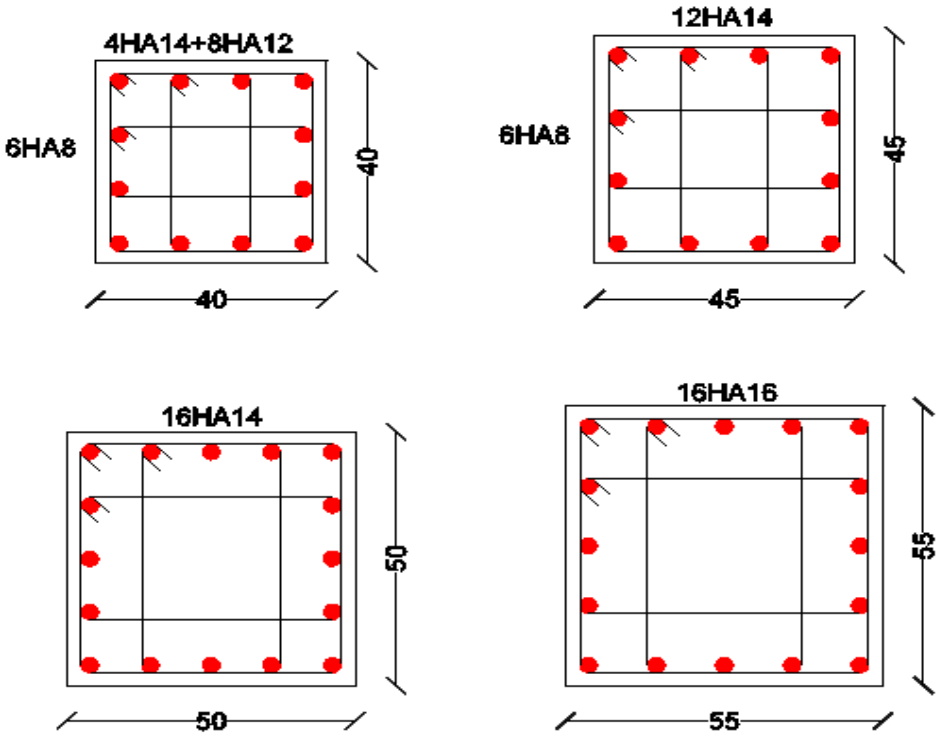


Figure V.4. *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

V.4. Ferraillage des voiles

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

normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou en Traction/compression.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Exposé de la méthode des contraintes, **voir annexe 9.**

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

	Section [cm²]	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	T	Type de section
X	125x20	0,8.G-EdX	-128.965	-399.620	-101.910	SPC
Y	365x20	0,8.G-EdY	971.256	-2001.87	-25.77	SPC

An (cm^2)	Ac (cm^2)	Ah (cm^2)	An (cm^2)	S (cm)	Ac (cm^2)	S (cm)	Avg (cm^2)	Ah (cm^2)	S (cm)
11.24	5	19.08	2x5HA12=11.30	8.5	2x3HA12=6.78	17	26HA12=29.39	2x14HA10 =21.98	20
2.80	7.30	8.60	2x5HA8= 4.02	12.5	2x11HA8=11.06	25	42HA8=21.11	2x10HA 8 =10.05	25

V.4.1.2 Vérification des contraintes [2]

Tableau V. 11. *Vérification des contraintes à l'ELS*

Direction	Section (cm^2)	Nser (kN)	Mser (kN.m)	Type de fissuration	σb(MPa)	σs (MPa)	$\sigma s'$ (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\sigma i \leq \sigma$
X	125x20	627.435	-0.191	peu nuisible	6.15	/	/	15	400	Vérifié
Y	365x20	1734.807	-392.1	Préjudiciable	3.20	0	35.81	15	201.63	Vérifié

Tableau V. 12. *Vérification des contraintes à l'ELU.*

Direction	Section [cm²]	T (kN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \tau$
X	125x20	-101.910	0.41	5	vérifiée
Y	365x20	-25.77	0.036	5	vérifiée

V.4.1.3 Armatures transversales

Selon le CBA93, les aciers transversaux seront calculés et placés dans le voile pour équilibrer la force de cisaillement. Avec: At = 2. at **[2]**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante: **[CBA: A.5.1.2.3]**

$$S_t \leq \frac{0.9\ At\ \frac{Fet}{\gamma s}}{b0(\tau u - 0.3\ Ft28K)}$$

Dans le cas de flexion composée:

K= $1+3\frac{Nu}{B\ Fc28}$ (compression) , K = $1-10\frac{Nu}{B\ Fc28}$ (traction)

Tableau V. 13. *La section calculée d'armatures transversales des voiles.*

Direction	*Section [cm²]*	*St CBA (cm)*	*St RPA (cm)*	*St_{ch} (cm)*	*At*
X	125x20	77.81	30	20	2HA10
Y	365x20	34.48	30	20	2HA8

Remarque: pour les armatures transversales j'ai utilisé le même diamètre des barres verticales pour faciliter l'exécution.

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

1. Flexion simple
2. Traction/compression voir **annexe 11.**

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.14. *Choix de la méthode de calcul.*

Linteau	*Niveau*	*L(m)*	*h(m)*	*$V(kN)$*	*$\tau(MPa)$*	*$0.06f_{c28}$*	*$\tau \leq 0.06f_{c28}$*	*Choix de la méthode*
Linteau 1	***8éme***	1.20	0.94	83.933	0.69	1.50	Oui	Flexion simple
	7éme	1.20	1.84	233.008	0.98	1.50	Oui	Flexion simple
	6éme	1.20	1.84	329.894	1.39	1.50	Oui	Flexion simple
	5éme	1.20	1.84	435.457	1.84	1.50	Non	Traction/Compression
	4éme	1.20	1.84	525.926	2.22	1.50	Non	Traction/Compression
	3éme	1.20	1.84	612.079	2.59	1.50	Non	Traction/Compression
	2éme	1.20	1.84	688.287	2.91	1.50	Non	Traction/Compression
	1ier	1.20	1.84	734.365	3.10	1.50	Non	Traction/Compression
	RDC	1.20	1.84	479.545	2.03	1.50	Non	Traction/Compression

Tableau V.15. *La section choisie et calculée d'armatures des linteaux*

Linteau	*Niveau*	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	S_t $(cm$	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	A_c $(cm^2$	$A_{c\,ch}$ (cm^2)	A_D (cm^2)	A_{Dch} (cm^2)
Linteau 1	***8éme***	2.02	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA1 6=8.04	0.00	0.00
	7éme	2.74	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	0.00	0.00
	6éme	3.68	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	0.00	0.00
	5éme	5.52	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	6.26	2x4HA10 = 6.28
	4éme	5.52	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	7.75	2x4HA12 = 9.04
	3éme	5.52	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	9.02	2x4HA12 = 9.04
	2éme	5.52	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	10.15	2x6HA12 = 13.56
	1ier	5.52	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	10.82	2x6HA12 = 13.56
	RDC	5.52	2x2HA14 =6.16	15	0.75	2HA8 =1.01	10	7.36	2x2HA16 =8.04	7.07	2x6HA12 = 13.56

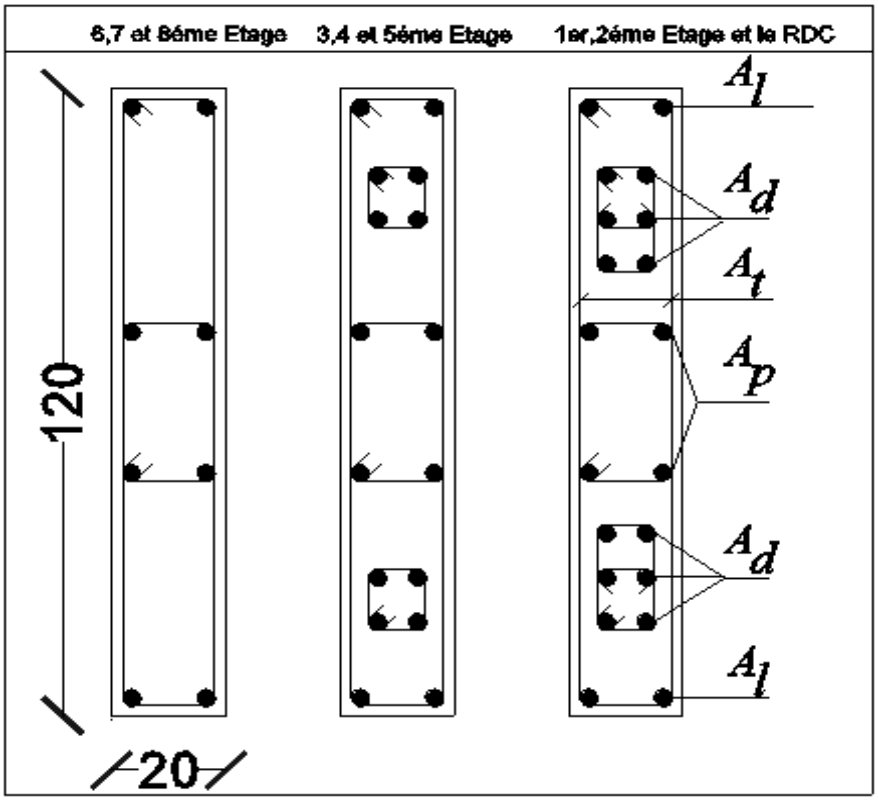


Figure V. 5. *Schéma du ferraillage du linteau.(sens longitudinal).*

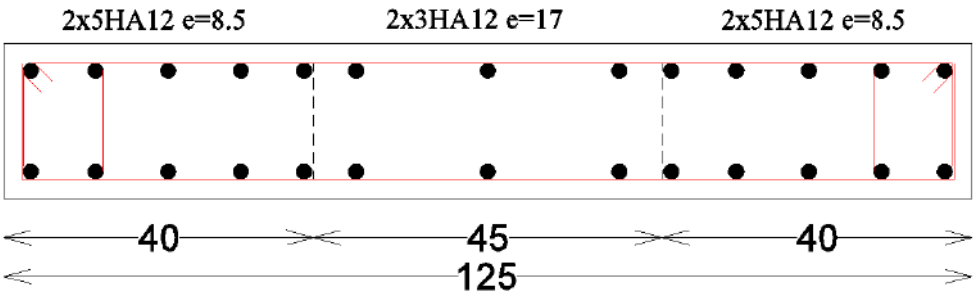


Figure V. 6. *Disposition des armatures dans le voile suivante X*

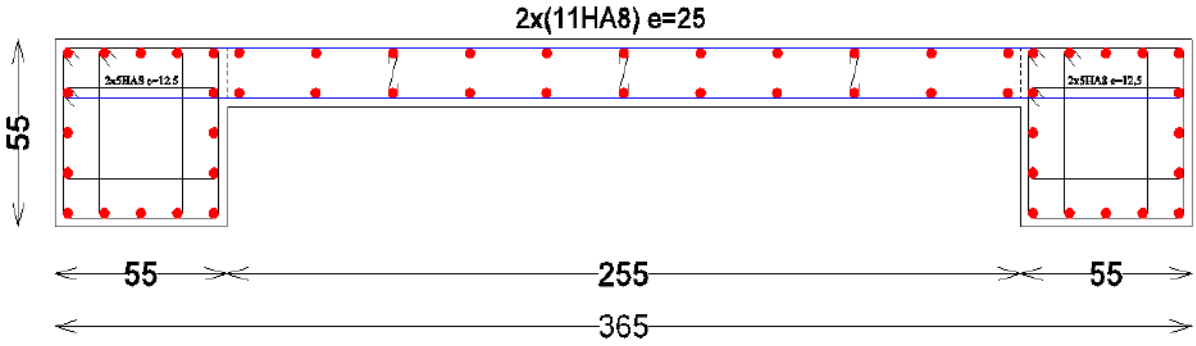


Figure V. 7. *Disposition des armatures dans le voile suivante Y.*

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire «*BEN ABDI AHMED – BET STABILITE DES SITES MECANIQUES DES SOLS ET GEOTECHNIQUES*».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{sol}} = 2.00\ bar$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2.30\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_s = 16.6\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.30\ bar$$

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (TVO + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Méthode de calcul : (pour semelles isolées et filante)

- ✓ Pour le pré dimensionnement de la semelle, j'ai utilisé la distribution trapézoïdale: (parce que la distribution triangulaire ne correspondait pas à moi.
- ✓ Pour le ferraillage, j'ai utilisé la méthode bielle car la méthode du moment ne me correspondait à moi.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

J'ai classé les semelles isolées en 3 groupes :

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.50bar = 0.25MPa \ , \ a = b = 55cm \ , \ le\ sol\ n'est\ pas\ agressif\ c = 3cm$$

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

Semelles	*N (kN)*	M_x*(Kn.m)*	M_y*(Kn.m)*	*A(m)*	e_{0a}*(mm)*	$A/_6$*(mm)*	Distribution
Semelle1	1802.3	3.22	0.24	3.47	1.79	578.33	trapézoïdale
Semelle2	848.92	1.34	2.33	2.38	2.74	793.33	trapézoïdale
Semelle3	547.26	1.89	0.09	1.91	3.45	636.67	trapézoïdale

	a (cm)	*b (cm)*	*A(m)*	*B(m)*	A_{ch}*(m)*	B_{ch}*(m)*	h_{ch}*(m)*
S1	55	55	3.47	3.47	3.8	3.8	0.8
S2	55	55	2.38	2.38	2.5	2.5	0.4
S3	55	55	1.91	1.91	2	2	0.3

VI.4.1.1 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

On doit vérifier : $l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$

La Figure suivant présente les interférences entre les bulles de pression (chevauchement):

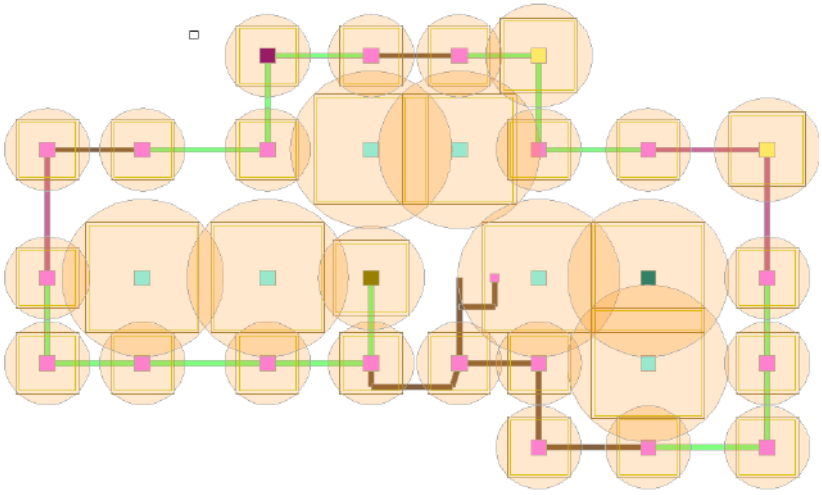


Figure VI.1. *Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.*

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante

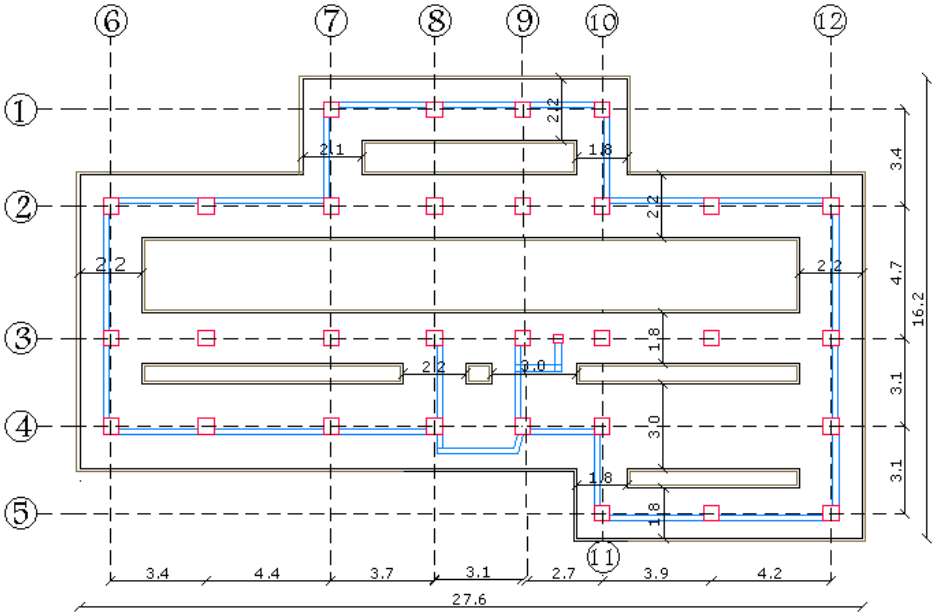


Figure VI. 2. *Semelle filante croisées.*

On a deux cas des semelles filantes

1. Semelle filante sous un voile.
2. Semelle filante sous plusieurs poteaux.

Tableau VI.2. *Dimensionnement et vérification des semelles filantes à l'ELS.*

	semelle	L *(m)*	N_{serP} *(kN)*	N_{serV} *(kN)*	$P_{semelle}$ *(kN)*	$\sum Nser$ *(kN)*	B *(m)*	h *(cm)*	B_{ch} *(m)*	h_{ch} *(cm)*	σ_{ser}	$\bar{\sigma}_{sol}$	$\sigma_{ser} \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X	*SF-1*	11.8	1442.00	3141.29	492.05	5075.3	1.94	45	2.2	65	1.88	2	Vérifiée
	SF-2	27.6	5275.10	5048.66	627.41	10951	2.04	45	2.2		1.96		Vérifiée
	SF-3	27.35	7730.18	0.00	430.76	8160.9	1.41	35	1.8		1.66		Vérifiée
	SF-4	27.35	4673.27	5289.93	1333.8	11297	1.82	65	3		1.38		Vérifiée
	SF-5	10.05	711.95	1987.75	158.29	2857.9	1.34	35	1.8		1.58		Vérifiée
Y	*SF-6*	9.75	972.48	2571.86	241.31	3785.7	1.82	45	2.2		1.76		Vérifiée
	SF-7	5.40	505.23	1181.92	85.05	1772.2	1.56	35	1.8		1.82		Vérifiée
	SF-8	6.2	664.71	1645.34	153.45	2463.5	1.86	45	2.2		1.81		Vérifiée
	SF-9	6.23	236.39	2931.23	303.71	3471.3	1.82	65	3		1.38		Vérifiée
	SF-10	5.65	570.01	1333.59	88.99	1992.6	1.68	35	1.8		1.96		Vérifiée
	SF-11	5.05	622.41	652.69	79.54	1354.6	1.26	35	1.8		1.49		Vérifiée
	SF-12	13.05	1084.7	3985.66	322.93	5393.3	1.94	45	2.2		1.88		Vérifiée

Remarque: la semelle de couleur verte est une semelle sous des poteaux seulement et les autres sont des semelles sous des voiles et des poteaux en même temps**.**

VI.4.2.1 Ferraillage de semelle filante

Je prendrai de chaque semelle filante le poteau et le voile plus sollicité pour chaque B différent et le généraliserai aux autres

VI.4.2.1.1 Ferraillage de semelle filante sous plusieurs poteaux

Tableau VI.3. *Ferraillage de semelle filante sous plusieurs poteaux.*

semelle	*B (m)*	*A (m)*	N_u *(kN/ml)*	M_{ux} *(kN.m)*	M_{uy} *(kN.m)*	e_{0b}	*B/18*	*Méthode*
SF-3	1.80	4.025	2462.09	-4.45	0.33	1.8	100	bielles
SF-8	2.20	3.375	1157.83	-1.85	3.16	2.7	122	bielles
SF-4	3	4.025	2002.82	-0.37	-0.44	0.2	166.67	bielles

semelle	$A_{b\,calc}$ (cm^2)	$A_{b\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$ *(cm)*	$A_{a\,dist}$ (cm^2)	$A_{a\,dist\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,b}$ *(cm)*
SF-3	16.25	15HA12=16.96cm^2	28	1.91	2x3HA12=6.79	25
SF-8	11.14	10HA12=11.31cm^2	30	1.83	2x4HA12=6.79	25
SF-4	15.88	15HA12=16.96cm^2	28	1.91	2x5HA12=11.31	25

VI.4.2.1.2 Ferraillage de semelles filantes sous voile

Tableau VI.4. *Ferraillage de semelles filante sous voile*

semelle	*B (m)*	*A (m)*	N_u *(kN/ml)*	M_{ux} *(kN.m)*	M_{uy} *(kN.m)*	e_{0b}	*B/18*	*Méthode*
SF-10	1.8	1	533.83	50.58	0.005	94.74	100	bielles
SF-12	2.2	1	576.06	55.62	0.005	96.22	122	bielles
SF-9	3	1	652.16	3.65	0.10	5.59	166.67	bielles

semelle	$A_{b\,calc}$ (cm^2)	$A_{b\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$ *(cm)*	$A_{a\,dist}$ (cm^2)	$A_{a\,dist\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,b}$ *(cm)*
SF-10	4.98	5HA12=5.65	22	2.54	7HA12=7.92	30
SF-12	6.84	7HA12=7.79	15	3.89	8HA12=9.05	30
SF-9	11.14	11HA12=12.44	10	9.48	12HA12=12.57	26

VI.4.2.2. Poutre de Libage

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie

des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}{}^4}{E}}$$

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

L_{max} : La plus grande travée dans la fille

K : raideur du sol (K = 12 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage I = $\frac{b.h_p{}^3}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.5. *Dimensionnement de la poutre de libage.*

Elément	***b (cm)***	***L_{max} (m)***	***$h_{p\ calculé}$ (cm)***	***$h_{p\ adopté}$ (cm)***
PL	55	3.65	47.67	85

- J'ai choisi 85 cm à cause de la vérification de la contrainte de cisaillement. Et c'est le plus chargé que l'on puisse après l'avoir généralisé au reste de poutre de libage.
  - ✓ Donc la section de la poutre de libage : 55x85 cm².

Tableau VI.6. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Section (cm^2)	***$\sum N_u$ (KN)***	***$\sum N_{ser}$ (KN)***	***L (m)***	***$P_{semelle}$ (KN)***	***$P_{P.libage}$ (KN)***	***σ_u (MPa)***	***σ_{ser} (MPa)***	***q_u (KN/ml)***	***q_{ser} (KN/ml)***
PL (55x85)	3913.52	2951.6	9.55	155.18	111.61	2.55	1.96	431.20	561

Tableau VI.7*. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.*

ELU			**ELS**	
M_a (kN.m)	**M_t (kN.m)**	**T(kN)**	**M_a (kN.m)**	**M_t (kN.m)**
-524.94	465.76	1082.65	-403.49	358

a) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.8. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU*

Poutre de libage		***M_u (kN.m)***	***A_{S1} (cm^2)***	***A_{S2} (cm^2)***	***A_{S2} (cm^2)***	***A_{S2ch} (cm^2)***	***A_{tot}***	***A_{min} CBA***	***A_{min} RPA***
							(cm^2)		
PL (55x85)	**Travée**	465.76	17.10	0,00	5HA16+4_{ch}HA16 =18.2	5HA16=10.05	58.3	4.68	23.38
	Appuis	-524.94	19.4	0,00	5HA16=10.05	5HA16+5_{ch}HA16=20.1			

b) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau VI.9. *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS*

Poutre de libage		M_{ser} *(kN.m)*	σ_b *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\sigma_s{}'$ *(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$
PL (55x85)	*Travée*	358	7.10	201,63	86.5	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-403.49	7.80	201,63	94.60	15	201.63		

c) Vérification du cisaillement de la poutre de libage (CBA 91 Art.5.2.4.2)

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1082.65 \times 10^3}{550 \times 820} = 2.40\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

d) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

TableauVI.10. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.*

Section (cm^2)	*T (kN)*	τ *(MPa)*	*CBA 93*		*RPA 99 V2003*			$S_{calculée}$ *(cm)*	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t *(cm)*	A_t (cm^2)	S_{ZN} *(cm)*	S_{ZC} *(cm)*	A_t (cm^2)		S_{ZN} *(cm)*	S_{ZC} *(cm)*	
(55x85)	1082.65	2.40	40	3.11	19.20	42.5	2.70	12.60	10	30	5HA10=3.93

e) Armatures de peau selon CBA93 Art.7.3

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ cm^2, \text{donc on adopte } 6HA12 = 6.79\ cm^2.$$

f) Vérification du poinçonnement: [2] Art A.5.2.4.2

Tableau. VI. 11. *Vérification au poinçonnement*

Q_u	h (cm)	f_{c28} (kN)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limite}$
2462.09	85	25	1.15	55	55	560	4490.21	Oui

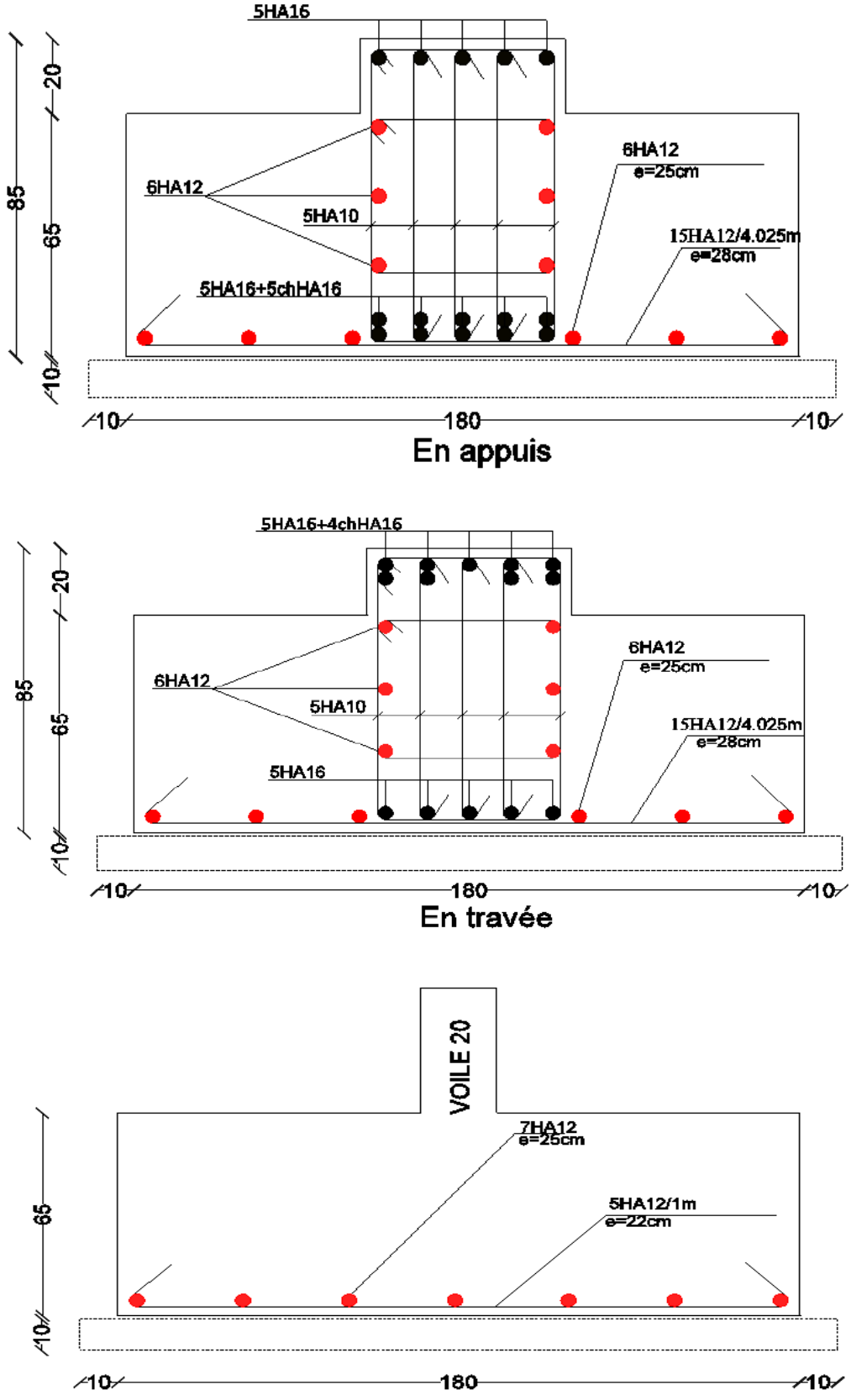
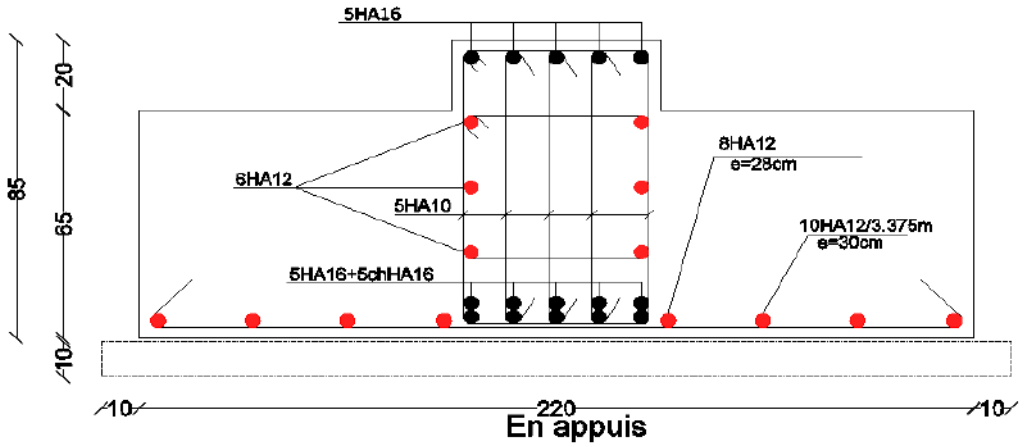
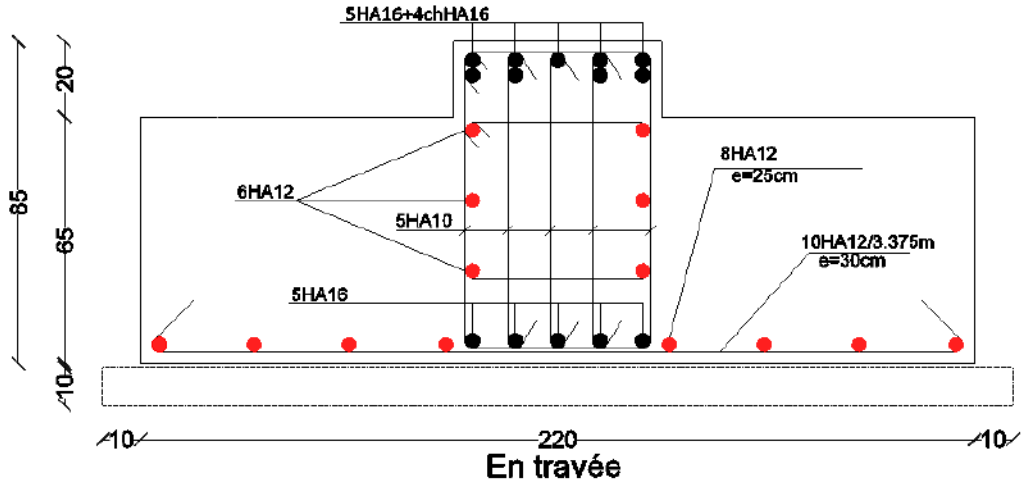


Figure VI. 3. *Ferraillage des semelles filante -B=1.8m*





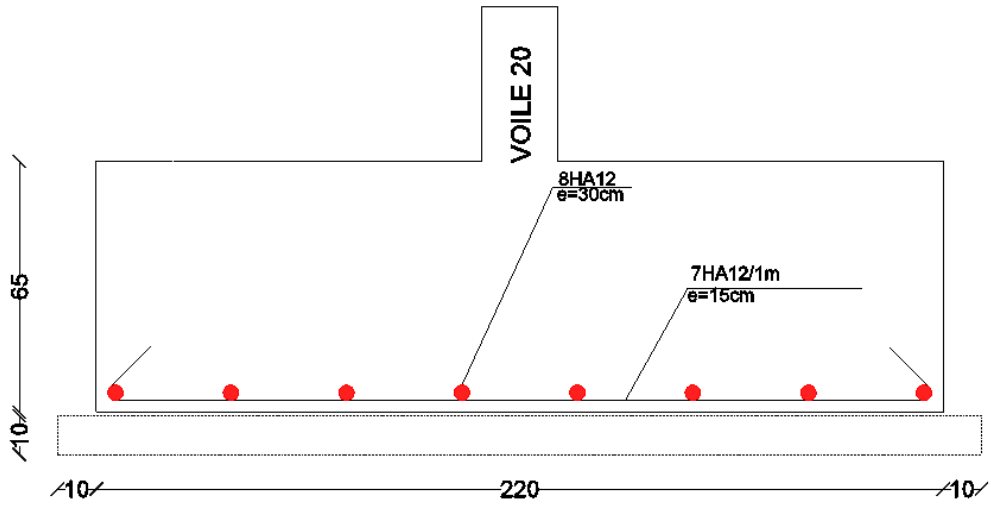


Figure VI.4 . *Ferraillage des semelles filante -B=2.2m*

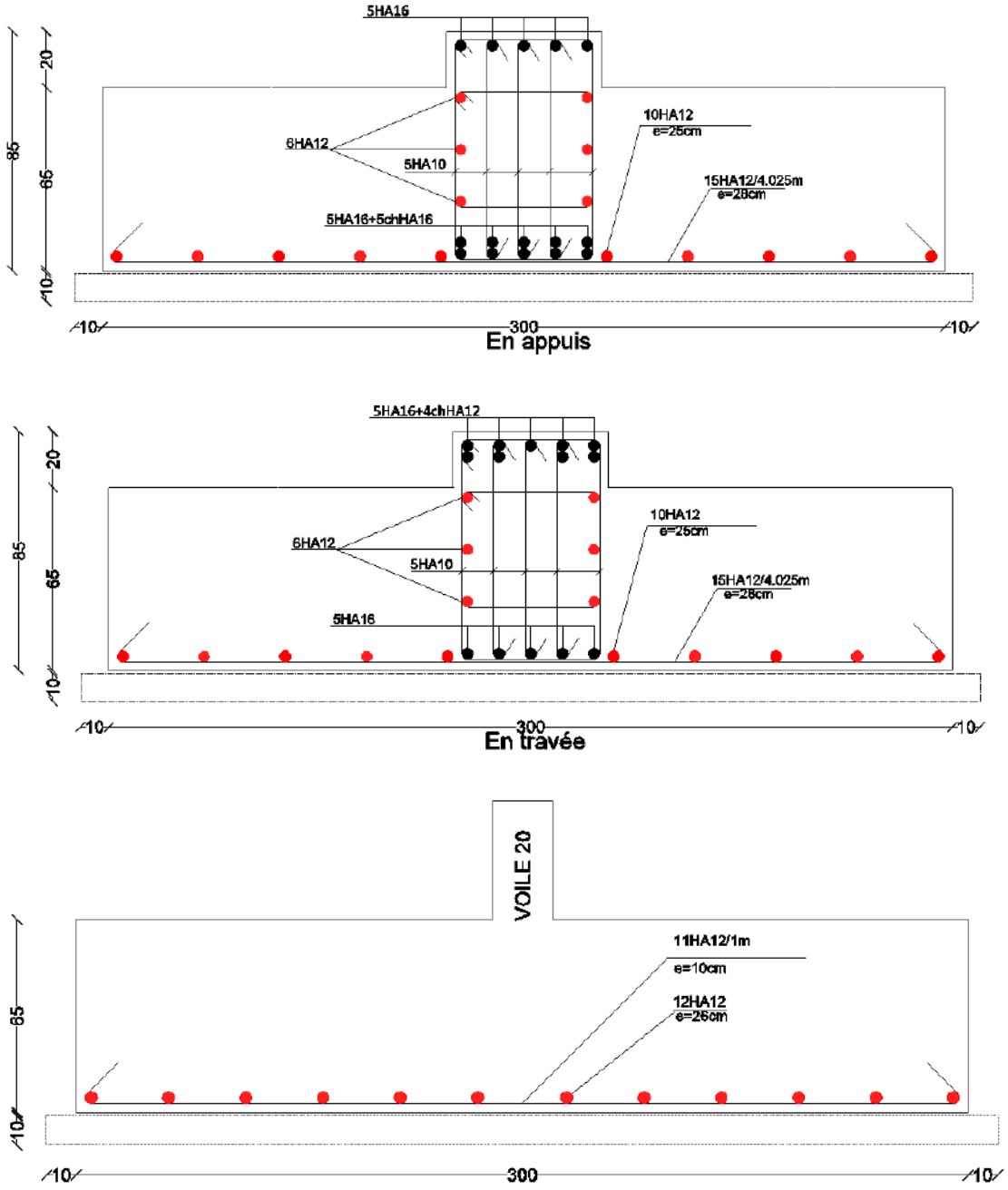


Figure VI.5 . *Ferraillage des semelles filante -B=3m*

VI.5. Les longrines

Ferraillage des longrines selon RPA99 Version 2003 Art.10.1.1

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ kN , Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30\times35cm^2$.

$\alpha = 12$ $(Zone$ III$, S2)$.

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

TableauVI.12. *Ferraillage longitudinal des longrines.*

Section (cm^2)	N_u ***(kN)***	***F*** ***(kN)***	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} ***CBA*** (cm^2)	A_{min} ***RPA*** (cm^2)	***Vérification***
(30x35)	2938.20	244.85	7.03	6HA14= 9.24	0,90	5,40	Vérifiée

Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A}; \quad \overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

TableauVI.13. *Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.*

Section (cm^2)	N_{ser} ***(kN)***	F_{ser} ***(kN)***	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s ***(MPa)***	$\overline{\sigma_s}$***(MPa)***	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
(30×35)	2149.66	179.13	9.24	193.86	201,63	Oui

- **Calcul des armatures transversales**

TableauVI.14 *Calcul des armatures transversales des longrines.*

ϕ_l *(mm)*	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t *(mm)*	A_t (cm^2)	$S_{t.min}$ *(cm)*	$S_{t.Zn}$ *(cm)*	$S_{t.Zc}$ *(cm)*
14	4,66	8	3HA8=1,51	21	15	15

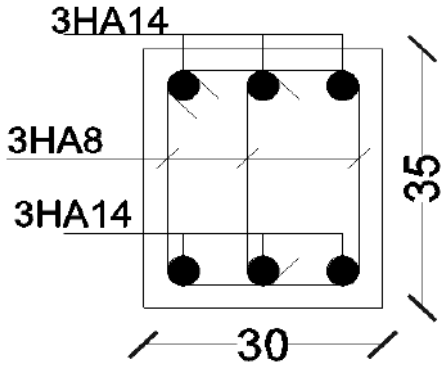


Figure VI.6*. Ferraillage de la longrine.*

VI.6. Les voiles périphériques

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

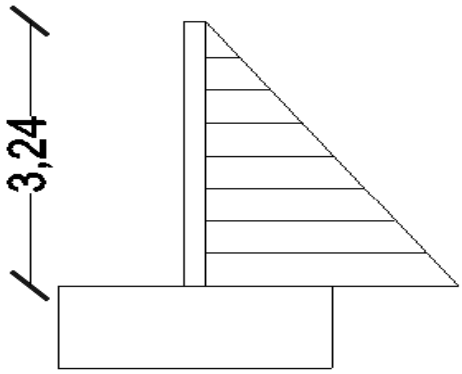


Figure VI.7. *Schéma statique du voile périphérique.*

VI.6.1. Calcul de la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho_h . K_p . H^2$$

Avec : $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_h = 16\ kN/m^3$, $H = 3.24\ m$, $\varphi = 20°$ $\Rightarrow$ $K_p = 0{,}405$

ρ_h : Poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$P = \frac{1}{2} \times 16.6 \times 0{,}405 \times (3{,}24)^2 = 35.39 kN/m$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

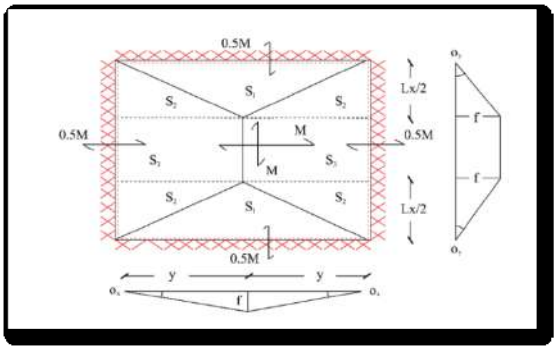


Figure VI.8. *Schéma statique du voile périphérique*

TableauVI.15 .*Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.*

P(kN/m)	P_u*(kN/m)*	P_s*(kN/m)*	M_u*=0,524*P_u	M_s *=0,524* P_s
35.39	47.77	35.39	25.03	18.54

VI.6.2. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, Avec :

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = 0{,}5M \end{cases}$$

b=100cm; h=20 cm ; c=2,5cm σ_b=14,20MPa; σ_s==348 MPa ;la fissuration est préjudiciable**.**

Tableau VI.16. *La section d'armatures du voile périphérique.*

	M_U *(kN.m)*	*A* (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choix} (cm^2)	*Espacement* (cm)
travée	25.03	4.40	2,85	2x10HA8=5.03	25
appuis	18.54	3.2	2,85	2x10HA8=5.03	25

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS

TableauVI.17. *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	18.54	5.5	15	oui	201,63	201,63	Oui
Appuis	-9.27	1.30	15	oui	113.93	201,63	Oui

VI.6.4. Vérification au cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right] \qquad T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{146.47 \times 10^3}{(1000 \times 255)} = 0{,}574\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\text{ MPa}$$ Condition vérifée.

CONCLUSION

CONCLUSIONS GENERALES

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

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

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

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

Références bibliographiques

[1]: Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.
[2]: Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003; (Document technique réglementaireD.T.R-B.C.2.48)
[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2
[4]: Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI

Logiciels

- Sap2000 Ver20.2.0
- Auto CAD 2020
- EXPERT BA 2010

Annexe 1

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol:

- Argiles marneuses à sableuses renfermant des inclusions graveleuses

D'origines alluvionnaires

- moyennement plastique.

-Faible humidité

.- faible à moyenne compacité

-Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

-Limite de liquidité : $\mathbf{W_L} = 45\%$

- Limite de plasticité : $\mathbf{W_P} = 23\%$

-Indice de plasticité : $\mathbf{I_P} = 22\%$

-Pression de consolidation : $\mathbf{P_c} = 0.489\ bars$

-Coefficient de compressibilité : $\mathbf{C_c} = 0.187$ bars

-Coefficient gonflement : $\mathbf{C_g} = 0.028$ bars

-Angle de frottement interne : $\boldsymbol{\varphi} = 20°$

-Cohésion : $\mathbf{C_u} =$ 0,30 bars

-La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur :

$\mathbf{R_{pmin}} = 30$bars

-Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$\mathbf{Q_{adm}} = \frac{R_{pmin}}{25} = \frac{30}{25} = 1{,}6 \text{ bars}$$

-La contrainte admissible : $\boldsymbol{\sigma_{adm}} =$ 2 bars

Annexe 2

Méthode simplifiée de calcule des flèches

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.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

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

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

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 4

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

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

-Pour les Poutrelles

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

-Pour les Dalles Pleines

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

Avec

$\mathrm{M_t} = \mathrm{k} \times \mathrm{M_0}$

k : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

Annexe 5

Méthode des lignes de rupture

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

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

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

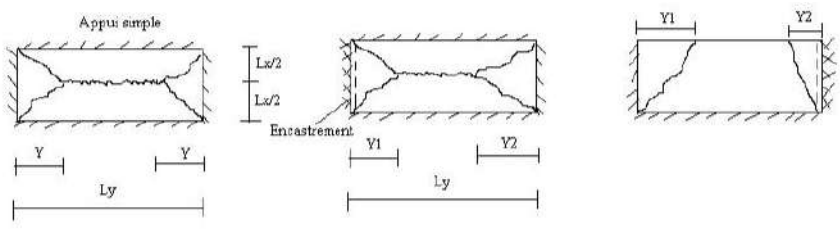
-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

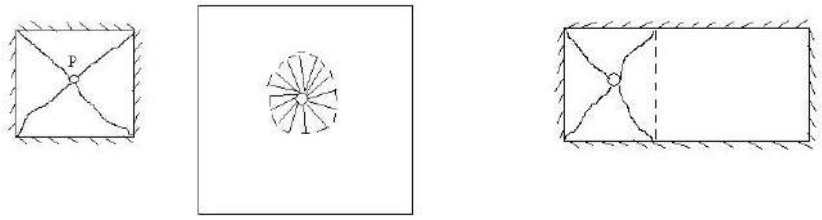
- Un encastrement par une double hachure.

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Annexe 6

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence . F_eE40

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

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

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

Annexe 7

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

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

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

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 :

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

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone 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 :

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

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.

Annexe 8

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 :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Annexe 9

Exposé de la méthode des contraintes

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

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**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

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 10

Les armatures horizontales des voiles

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

c) 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.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

d) Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Annexe11

Ferraillage des linteaux

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$ Traction / compression

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer

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

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux

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

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

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.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

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 ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$)

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_D à 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**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Recommandations

Nous recommandons ce qui suit :

- Etude d’interaction sol-structure
- Etude des propriétés thermique des bâtiments
- Etude des structures portique charpente-béton
- Etude des comportements des gratte-ciel