REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (Sous sol + RDC + 08 étages)

Présenté par

MESSAOUDI Hadjer

SAADI Hadjer

Proposé et Dirigé par

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juin 2024

Remerciement



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

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Pr.BOUKENDAKDJI Otmane** pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Tenons à remercier également **Mr.OULD TURKI BENAISSA** et **Mr.HADJAR Abdellatif** pour leurs disponibilités et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace



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

- À Mes chers parents Merci pour tous les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études

- À Mes sœurs Aya et Assil et À Mes frères Ali et Ayoub Pour vos encouragements, et l'amour dont vous m'avez entouré. Je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès.

-En achevant ce modeste travail nous tenons à remercier notre encadreur : «Pr. BOUKENDAKDJI Otmane» pour ses encouragements.

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

Promotion 2023/2024.

SAADI.

Dédicace



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

-A mes chers parents Merci pour tous les sacrifices qu’elles ont faits pour que nous terminions nos études.

-A mes chères sœurs et mes chers frères Pour leur soutien moral et leurs encouragements.

-A toute la famille :{MESSAOUDI} sans exception.

- A mes amies intimes : Wafa; Farah; Ratiba, Nour al hoda…..

-En achevant ce modeste travail nous tenons à remercier notre encadreur : «Pr. BOUKENDAKDJI Otmane» pour ses encouragements.

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

Promotion 2023/2024.

MESSAOUDI

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال سكني مكونة من (طابق تحت أرضي+ طابق أرضي+ ثمانية طوابق) و المقرر بناءها في ولاية بومرداس (بلدية بومرداس)المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

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

قياس الأبعاد و التسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها بالجزائر:

- قانون الخرسانة المسلحة 93.
- القواعد الجزائرية المضادة للزلزال 99 نسخة 2003.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 V21).

و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

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

Résumé :

Ce projet consiste à concevoir et étudier un bâtiment (Sous sol + RDC+08 étages) en béton armé, à usage habitation qui sera implanté à wilaya de Boumerdes (commune de Boumerdes), classée comme une zone de forte sismicité (zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont étéétablis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennantle logiciel (SAP2000 version 21).

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

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

Abstract :

The purpose of This Project is a conception and study of à tour (underground+ ground for dealing+ 08 stories for dwelling), with habitation, for realized in the city of Boumerdes(municipality of Boumerdes), placed in the area of high level seismicity (Zone III).

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

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

The seismic analysis has been realized by the numerical method through the analysis software « Sap2000 V21».

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

Sommaire

Remerciements …….

Dédicace …….....

Résumé …….

Sommaire ……..…….…..…….....

Liste des tableaux …….

Liste des figures …….....

Notation …….…….....

Introduction générale ……..……1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage …….. 2

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage …… 2

I.3. Conception parasismique.....2

I.4. Eléments de l'ouvrage …….. …3

I.3.1. Planchers ……..…….... 3

I.3.2. Maçonnerie …….…… 3

I.3.3. Revêtements ……..……...…… 3

I.3.4. L'acrotère ……..……...… 4

I.3.5. Escaliers …….…… 4

I.3.6. Infrastructure ……..…….. 4

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux …….. 4

I.4.1. Béton ……..…….. 4

I.4.2. Acier ……..……..... 5

I.5. Principe de calcul du CBA 93 ……... 5

I.5.1. A L'ELU ……..……..... 5

I.5.2 A L'ELS ……..……..……..... 5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction ……..... 11

II.2. Pré-dimensionnement des planchers ……...…… 11

II.2.1. Plancher à corps creux ……..…….. 11

II.2.2. Dalle pleine ……..……...…… 12

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……...……..... 13

II.3.A. Charges permanentes ……..……. 13

II.3.A.1. Maçonnerie ……..……..…….. 13

II.3.A.2.Plancher à corps creux ……..……...……...…….. 14

II.3.A.3. Plancher à dalles plaines ……..…….. 15
II.3.B. Charges d'exploitation ……..…… 15
II.4. Pré-dimensionnement des poutres ……... 16
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales ……..…….. 16
II.4.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires ……..……. 16
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux ……..... 17
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement ……..……...…… 18
II.5.2. Le choix de poteau le plus sollicité ……..……..……. 18
II.5.5. Descente des charges ……..……...…. 18
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 ……..……...…… 22
II.5.7. Vérification aux zones nodales ……..……. 22
II.6. Pré dimensionnement des voiles ……. 23
II.7. Les longrines…...……..23
II.8. Conclusion ……... 24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction ……..……25
III.2. L'acrotère ……... 25
III.2.1. Introduction ……...…….. 25
III.2.2. Principe de calcul ……..……...……. 25
III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation …….…….. 26
III.2.4. Calcul de ferraillage ……..……...……. 26
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant ……..……. 28
III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……..…...…. 28
III.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme ……..……. 28
III.3. Calcul des planchers ……...……... 29
III.3.1. La dalle de compression ……..…….. 29
III.3.2. Calcul des poutrelles …… 30
III.3.2.1. Calcul avant coulage ……..…….. 31
III.3.2.2. Calcul après coulage ……..……. 32
III.4. les escaliers ……..…… 45
III.4.1. Introduction ……..……...….. 45
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier ……..…….....……. 45
III.4.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations …….....…….. 46
III.4.4.Détermination des efforts ……..…….…….. 47
III.4.5.Calcul Ferraillage……..……..……48
III.4.6. Calcule de la console……..…..……50

III.4.6.1. Calcule de la console……..……50
III.4.6.1.1. évaluation des charges …….50
III.4.6.1.2. Ferraillage de la console…….……..……..51
III.4.6.1.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS……..…….…….51
III.4.6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….51
III.4.6.1.5. Vérification de flèche à l'ELS……..…..…….51
III.4.6.2.Calcul de la poutre palière ……..……..……. 52
III.4.6.2.1. Evaluation des charges…….……..52
III.4.6.2.2.Ferraillage de la poutre…….…….52
III.4.6.2.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS…….52
III.4.6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….……53
III.4.6.1.5. Vérification de flèche à l'ELS…….……..……..……53
III.4.3.4.F. Vérification de la flèche ……...…..……55
III.5. Les dalles pleines ……...…….…….. 55
III.5.1. Définition …….…….. 55
III.5.2. Evaluation des sollicitations…….…….56
III.5.3. Calcul du ferraillage……...……..56

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction ……..……..……. 58
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure ……..…..…… 58
IV.2.1. Centre de masse ……..……...……... 58
IV.2.2. Centre de torsion ……..……...……. 58
IV.3. Proposition de la disposition des voiles des contreventements ….……...…… 59
IV.3.1. Calcul de centre de masse ……..……..…..……. 61
IV.3.1.1. Calcul de centre de masse globale ……..…....…… 61
IV.3.1.2. Calcul de centre de torsion globale …….……..…...…..……. 61
IV.3.2. Calcul d'excentricité ……..……...…..……. 62
IV.3.2.1.Excentricité admissible.....62
IV.3.2.2. Excentricité théorique (statique).....63
IV.4. Choix de la méthode de calcul ……...……..…..……64
IV.4.1. Introduction ……..……...……..…….. 64
IV.4.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……..…...……..…..….. 65
IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale ……..…....……..…..… 65
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique ……...…..…….. 67
IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes ……..……...…… 67
IV.5.2. Vérification de participation massique ……..……..…… 68

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base ……..……...…… 68
IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement ……..…..…… 70
IV.5.5. Vérification des déplacements en tête ……...……. 72
IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages ……...……..… 72
IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments …….……..…….. 74
IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base …….……..…… 76
IV.5.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ …….……...…… 77
IV.6. Conclusion ……..…. 78

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction ……...…… 79
V.2. Ferraillage des poutres ……..…..…… 79
V.2.1. Introduction ……..... 79
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS …… 80
V.2.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants ……..… 80
V.2.4. Calcul des armatures transversales ……...….. 81
V.2.5. Vérification de la flèche …….…….. 81
V.3. Ferraillage des poteaux ……...…… 83
V.3.1. Introduction ……..……..…… 83
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements……..…..……..83
V.3.1.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage……..…….84
V.3.1.3.Détermination des armatures longitudinales ……..……..…….. 86
V.3.1.4Détermination des armatures transversales ……. 87
V.4. Ferraillage des voiles ……..…… 88
V.4.1. Ferraillage des trumeaux ……. ….88
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales…….……..88
V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS…….90
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC……..……91
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales…….……91
V.4.1.5. Armatures d'attache…….……..…..92
V.4.2. Ferraillage des Linteaux ……..….. 92
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple……...……93
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux…….……93
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression……..……..…….93

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction……96

VI.2 .Connaissance du site et du sol……..96
VI.3. Etude Préliminaire du choix de type de semelle……..……96
VI.1.3.1. Semelle isolée ……...…… 97
VI.3.1.1.Dimensionnement des semelles isolées……..……97
VI.3.1.2.Vérification de chevauchement entre les semelles isolées à L'ELS……98
VI.3.1. Les Semelle isolée……..99
VI.3.1.4.Vérifications des contraintes……99
VI.3.2.Semelle filante sous voiles et poteaux……99
VI.3.2.1.Dimensionnement des Semelle filante sous voiles……..100
VI.3.2.1.1.Vérifications des contraintes……...……..100
VI.3.2.1.2.Vérifications des de la stabilité au renversement……..……101
VI.3.2.1.3.Ferraillage de semelles filantes sous voiles……101
VI.3.2.2.Dimensionnement des Semelles filante sous plusieurs poteaux……102
VI.3.2.2.1Vérifications des contraintes……102
VI.3.2.2.2.Vérifications des de la stabilité au renversement……102
VI.3.2.2.3.Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux……..……102
VI.3.2.2.4.Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux……103
VI.4.Poutre de libage……103
VI.4.1.Dimensionnement de la poutre de libage……..…103
VI.4.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage ……104
VI.4.3.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU……..……104
VI.4.4.Ferraillage Poutre de libage……...…104
VI.4.5.Armature calculée en travée et en appuis…….....105
VI.4.6.Vérification des contraintes normales à L'ELS……105
VI.4.7.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU……105
VI.4.8.Vérification de la flèche a L'ELS……..105
VI.3. Les longrines ……..……. …..107
VI.3.1. Calcul du ferraillage ……...……..……107
VI.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS …….…… ……107
VI.4. Etude de voile périphérique ……. ……..108
VI.6.1.Calcul de la poussée des terres Libage……..……..109
VI.6.2.Calcul de ferraillage a l'ELU……109
VI.6.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS…….110
VI.6.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …….……..……. 110

Listes des figures

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structurants

Figure II.1. coupe du plancher à corps creux ……..…….....12
Figure II.2. .Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicite…….....18
Figure II.3. Zones nodales.....…. 22
Figure II.4. Règle de pré dimensionnement des voiles……23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère ……..……... 25
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère …… 25
Figure III.3. Les dimensions de l'acrotère ……..……. 26
Figure.III.4. Section de Béton Armé a ELU ……..…… 27
Figure.III.5. Ferraillage de l'acrotère ……..…….. 29
Figure III.6. Disposition des armatures de la table de compression …… 30
Figure III.7. Poutrelles à 01 travée ……..…… 35
Figure III.8. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU……..……35
Figure III.9. Diagramme de moment à l'ELS……36
Figure III.10. Poutrelles à 02 travées ……...…….36
Figure III.11. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU……...……..37
Figure III.12. Diagramme de moment à l'ELS…….37
Figure III.13. Poutrelles à 04 travées …….…….. 37
Figure III.14. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU……..…38
Figure III.15. Diagramme de moment à l'ELS…….……39
Figure III.16. Poutrelles à 06 travées …….…….. 39
Figure III.17. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU…….40
Figure III.18. Diagramme de moment à l'ELS. ……41
Figure III.19. Ferraillage des poutrelles ……..…… 45
Figure III.20. Dimensions d'un escalier ……..…….……45
Figure III.21. Schéma statique de l'escalier ……... ……..……. 47
Figure III.22. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU……..……48
Figure III.23. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS……..….48
Figure III.24. Schéma statique de la console…….. …… 50
Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière …….……...52
Figure III.26. Détail de ferraillage d'escalier. ……..…….. ……54
Figure III.27. Les encastrements de la dalle pleine. ……..……..…….55

Figure III.28. Détail de ferraillage de la dalle pleine……....57

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. 1 ér disposition des voiles. ……..…… 59
Figure IV.2. 2 éme disposition des voiles ..……...…… 60
Figure IV.3. Meilleure disposition des voile ……... 60
Figure IV.4. La disposition du centre de masse et centre de torsion ..…….…… 62
Figure IV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...……..….... 70
Figure IV.6. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage …..……...… 71

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales (30x50). …….82
Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires (30*30). ……...……...……... 82
Figure V.3. Définition de la zone nodale dans les poteaux …….....84
Figure IV.4. La section des poteaux ……..……..……..……. 85
Figure V.5. Ferraillage des poteaux ……. ……...……..… ..87
Figure V.6. Types des voiles à ferraillé. …….…….…….88
Figure V.7. Détail de ferraillage des voiles. …….....95

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1.Semelle isolée ……..…...…….……. 97
Figure VI.2. Les bulles de pression ……...……...…… 98
Figure VI.3. Les bulles de pression sous la semelle. ……..……..98
Figure VI.4. Schéma semelle filantes. …….……..... 99
Figure VI.5. Schéma présenté les semelles filantes. …….……...…. 100
Figure VI.6. Dessin de ferraillage de Poutre de libage en travée……106
Figure VI.7. Dessin de ferraillage de Poutre de libage en appui. …….… 106
Figure VI.8. Dessin de ferraillage des longrines. ……..……...……..108
Figure VI.9. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité ……...…….....108
Figure VI.10. Les lignes de ruptures dans le panneau. ……...……... 109
Figure VI.11. Ferraillage du voile périphérique. …….…….. 110

Listes des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Dimension du bâtiment ……02
Tableau I.2. Autre caractéristiques du béton …….....05
Tableau 3.Les types d'aciers utilisés et leur nuances ……..…05
Tableau.4.Autre caractéristiques de l'acier …….….05

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structurants

Tableau II.1. Charges permanentes des murs intérieurs (simple cloison)……..……..……13
Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison)……...……..…13
Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux…….…….14
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher corps creux……...…. ……14
Tableau II.5. Charge permanente du plancher terrasse dalles pleins ……..… ..15
Tableau II.6. Charge permanente du plancher étage courant dalles pleines……..……15
Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étages du structure …….…….…… 15
Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres principales ……..……...… 16
Tableau II.9.calcul de l'effort normal limite …….. ……...……..……. 18
Tableau II.10. les charges permanents …….……..…...…… 19
Tableau II.11. Les charges d'exploitation ……..……..…… 20
Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau ……...….21
Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA 99 V 2003…….…….22
Tableau II.14. Vérification aux zones nodales …….. …….……. 23

Chapitre III Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1. Combinaison des charges d'exploitation……...……...… 26
Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS ……..... 26
Tableau III.3. Paramétré de calcul ……..……27
Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère ……...…….…….……. 27
Tableau III.5. Vérification à l'ELS ……..…….. 27
Tableau III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles ……...…….……31
Tableau III .7. Calcul de nombre d'étaiement avant coulage …….……...…… 31
Tableau III.8. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. …….……...… 32
Tableau III .9. Calcul de nombre d'étaiement après coulage……...……...33
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELU) …… 34

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 01 travées (ELU) ……..…… 35
Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 01travées (ELS) …….…….. 35
Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELU) …….……. 36
Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS) ……..…… 37
Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU) …….. 38
Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELS) ……...…… 39
Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 07 travées (ELU) …….……. 40
Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 07 travées (ELS) …….……. 41
Tableau III.19. Récapitulation ……...…….. 41
Tableau III.20.Calcul et vérification des armatures……..42
Tableau III.21.Récapitulation……42
Tableau III.22. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles ……...… 42
Tableau III.23. Récapitulation des résultats de la flèche …….…..…….. 42
Tableau III.22. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier …….……..… 46
Tableau III.25.Evaluation des charges permanentes du palier de repos……46
Tableau III.26. Combinaison des charges de l'escalier …….…. 47
Tableau III.27. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS …… 47
Tableau.III.28.section d'armatures longitudinales dans l'escalier……..……..48
Tableau III.29.Vérification de la section d'armatures…….……..48
Tableau III.30.Section d'armatures de répartition dans l'escalier……..……....48
Tableau III.31. Vérification des contraintes à ELS…….……..49
Tableau III.32.Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier……49
Tableau III.33.Pré dimensionnement de la console…….……..50
Tableau III.34.Calcul des sections d'acier de la console…….……..51
Tableau III.35.Vérification à l'ELS de la console……..……51
Tableau III.36.Vérification des contraintes de cisaillement……..……51
Tableau III.37. Récapitulation des résultats de la flèche……...…….52
Tableau III.38. Pré dimensionnement de la poutre palière...…….……53
Tableau III.39.Calcul des sections d'acier de la poutre…….53
Tableau III.40. Vérification a l'ELS de la poutre……..53
Tableau III.41.Vérification des contraintes de cisaillement…….....…….……54
Tableau III.42. Evaluations des sollicitations……...……55
Tableau III.43. Les efforts internes……..……55
Tableau III.44.Résultats de ferraillage à ELU…….……..……56
Tableau III.45.Armatures de répartition……56
Tableau III.46.Vérification des contraintes à l'ELS…….……56

Tableau III.47. Vérification de contrainte de cisaillement……56

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Calcule du centre de masse ……..……...…… 61
Tableau IV.2. Calcul du centre de masse total de la structure ……..……..….. 61
Tableau IV.3. Calcule de centre de torsion totale de la structure ……..….... 61
Tableau IV.4. Calcule d'excentricité théorique ……..……...……. 63
Tableau IV.5. Calcul d'excentricité totale suivant la direction X……...……..……..64
Tableau IV.6. Calcul d'excentricité totale suivant la direction Y……..…….64
Tableau IV.7. Choix du coefficient de comportement suivant X en % ……. 66
Tableau IV.8. Détermination du facteur de qualité Q de la structure ……..……. 66
Tableau IV.9. Le comportement des trois premiers modes ……..…..… 67
Tableau IV.10. Vérification de participation massique ……..…..… 68
Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..…..… 70
Tableau IV.12. Calcul du moment de renversement et la forces sismiques selon la hauteur ……...… 71
Tableau IV.13. Vérification déplacement en tête…….…...……72
Tableau IV.14. Vérification les déplacements inter étages Sens X ……..…..……73
Tableau IV.15. Vérification les déplacements inter étages sens Y …….……..73
Tableau IV.16.Vérification du cisaillement des éléments ……...…….. 74
Tableau IV.17.Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe X…….……74
Tableau IV.18.Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe Y……..……75
Tableau IV.19.Vérification de cisaillement des voiles suivant X……..…..……75
Tableau IV.20.Vérification de cisaillement des voiles suivant Y…….…….……76
Tableau IV.21.Les nouvelles sections……..……...……76
Tableau IV.22. Vérification de l'effort normal réduit à la base…….……76
Tableau IV.23 : Vérification de l'effet P-Δ……77

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1La section calculée et choisie d'armatures des poutres principales. ……... 79
Tableau V.2.La section calculée et choisie d'armatures des poutres secondaires……..80
Tableau V.3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……..80
Tableau V.4.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……..…….……80
Tableau V.5.Calcul des armatures transversales et leur espacement…….…..…81
Tableau V.6.Vérification de la flèche des poutres……..……82
Tableau V.7.Vérification de section d'armatures……83
Tableau V.8.La section d'armatures des poteaux……..……85
Tableau V.9.Vérification des contraintes normales des poteaux……86

Tableau V.10 .La section d'armatures transversales des poteaux……..…..……87
Tableau V.11.La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Nmax……..……89
Tableau V.12.La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Mmax…….…...89
Tableau V.13.La section choisie d'armatures verticales des voiles……..……...90
Tableau V.14.Vérification des contraintes normales des voiles…….…….……...90
Tableau V.15.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles…….……..…….91
Tableau V.16.La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles……..…92
Tableau V.17.Choix de la méthode de calcul……..94
Tableau V.18.La section d'armatures des linteaux……..……..…..……94

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées ……..…..…..……. 97
Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semelles isolées …….…....……..….. 98
Tableau VI.3.Vérification des contraintes des semelles isolées……..……..…..……99
Tableau VI.4.Dimensionnement des semelles filantes sous voile……..….100
Tableau VI.5.Vérification des contraintes des semelles…….……..….100
Tableau VI.6.Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles……..…101
Tableau VI.7.Choix de méthode de calcul……101
Tableau VI.8.Ferraillages des semelles filantes sous voiles……..101
Tableau VI.9.Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles……...……..101
Tableau VI.10.Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux……..….102
Tableau VI.11.Vérification des contraintes des semelles……..…102
Tableau VI.12.Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux…….102
Tableau VI.13.Vérification de poinçonnement…….102
Tableau VI.14.Choix de méthode de calcul……..……103
Tableau VI.15.Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux……103
Tableau VI.16.Armature de répartitions des semelles filantes sous plusieurs poteaux……...…….103
Tableau VI.17.Dimensionnement poutre de la poutre de libage……...…104
Tableau VI.18.Vérification de poinçonnement…….104
Tableau VI.19.Vérification de cisaillement des poutres de libage…….……..104
Tableau VI.20. Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage……..……105
Tableau VI.21.Ferraillage longitudinal des poutres de libage…….…….105
Tableau VI.22.Vérification des contraintes à l'ELS…….……105
Tableau VI.23.Vérification de cisaillement des poutres de libage……...……105
Tableau VI.23.Vérifications préliminaire de la flèche…….106
Tableau VI.24.Ferraillage des longrines……..107

Tableau VI.25.Vérification des contraintes normales de longrines……..……..107
Tableau VI.26.Tableau des données……...……109
Tableau VI.27.Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique…….……109
Tableau VI.28.Vérification des contraintes normales de voile périphérique……110
Tableau VI.29.Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique……110

NOTATION

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A_{max} : Section d'acier maximale.

A_{min}: Section d'acier minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : section partiellement comprimée.

SEC : section entièrement comprimée.

SET: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_0 : moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

F : effort de traction.

R_a : réaction à gauche.

R_b: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

Dur : Durable.

ACC : Accidentelle.

AN : Axe neutre.

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Ce projet est une conception et étude d'une Tour d'affaire à usage d'habitation contient (sous-sol + RDC + 08étages), implanté à Boumerdes, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

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

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

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

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

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V21 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

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

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

Finalement, On terminera le travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l’ouvrage

I.1.Présentation de l'ouvrage

Notre projet d'étude est un calcul d'une structure en béton armé de (Sous-sol+RDC+08 étages) à usage d'habitation, L'ouvrage sera implanté à la wilaya de Boumerdes (commune de Boumerdes) classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

- De béton armé « **CBA 93** ».
- « Charges permanentes et charges d'exploitation ».
- Parasismique « **RPA99version2003** ».

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau I.1. Dimensions du bâtiment.

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Longueur totale : 26.05m Largeur totale : 24.15m	Hauteur de Sous-sol h_s =3,06m Hauteur de RDC h_r= 3.06m Hauteur de l'étage courant h = 3.06m Hauteur totale du bâtiment h_t =30,60m

I.3. Conception parasismique

I.3.1. Classification de la zone

L'implantation du bâtiment sera faite dans une zone de sismicité élevée (zone III).

I.3.2. Classification du sol

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site rocheux (catégorie S1).

I.3.3. Classification de l'ouvrage

I.3.3.1. Selon leur importance

Le bâtiment appartient au (groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne), car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

I.3.3.2. Selon leur configuration

I.3.3.2.1. Régularité en plan

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

I.3.3.2.2. Régularité en élévation

Le bâtiment n'a pas un décrochement en élévation (régulier en élévation).

I.3.3.3. Classification du système de contreventement

La structure dépasse les (8 mètres) en hauteur et sera implantée en (zone III). Donc on a un système de portiques contreventés par des voiles.

I.4.Eléments de l'ouvrage

I.4.1. Planchers

Le rôle des planchers est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui à leur tour va les transmettre aux éléments verticaux de la structure. Nous avons utilisé deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.4.2. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

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

I.4.4. L'acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

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

I.4.5. Escaliers

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

Pour notre cas, on a 01 type d'escalier :

- Escalier droit à trois volées.

I.4.6. Infrastructure

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

Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol et pour pouvoir supporter les charges provenant de la super structure.

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.5.1. Béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42.5 de 350kg/m^3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale au minimum f_{c28}=25MPa.

Tableau I.2. Autres caractéristiques du béton.

Résistance à la traction « f_{t28} »		**2,1MPa**
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164,2MPa
	Différée	10818,86MPa
Coefficient de poisson « ϑ »	Sollicitations	0
	Déformations	0,2
Contrainte de cisaillement « τ_u »	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	2,5MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33MPa
Contrainte en compression « σ_{bc} »	Situation durable	14,20MPa
	Situation accidentelle	18,50MPa

I.5.2. Acier

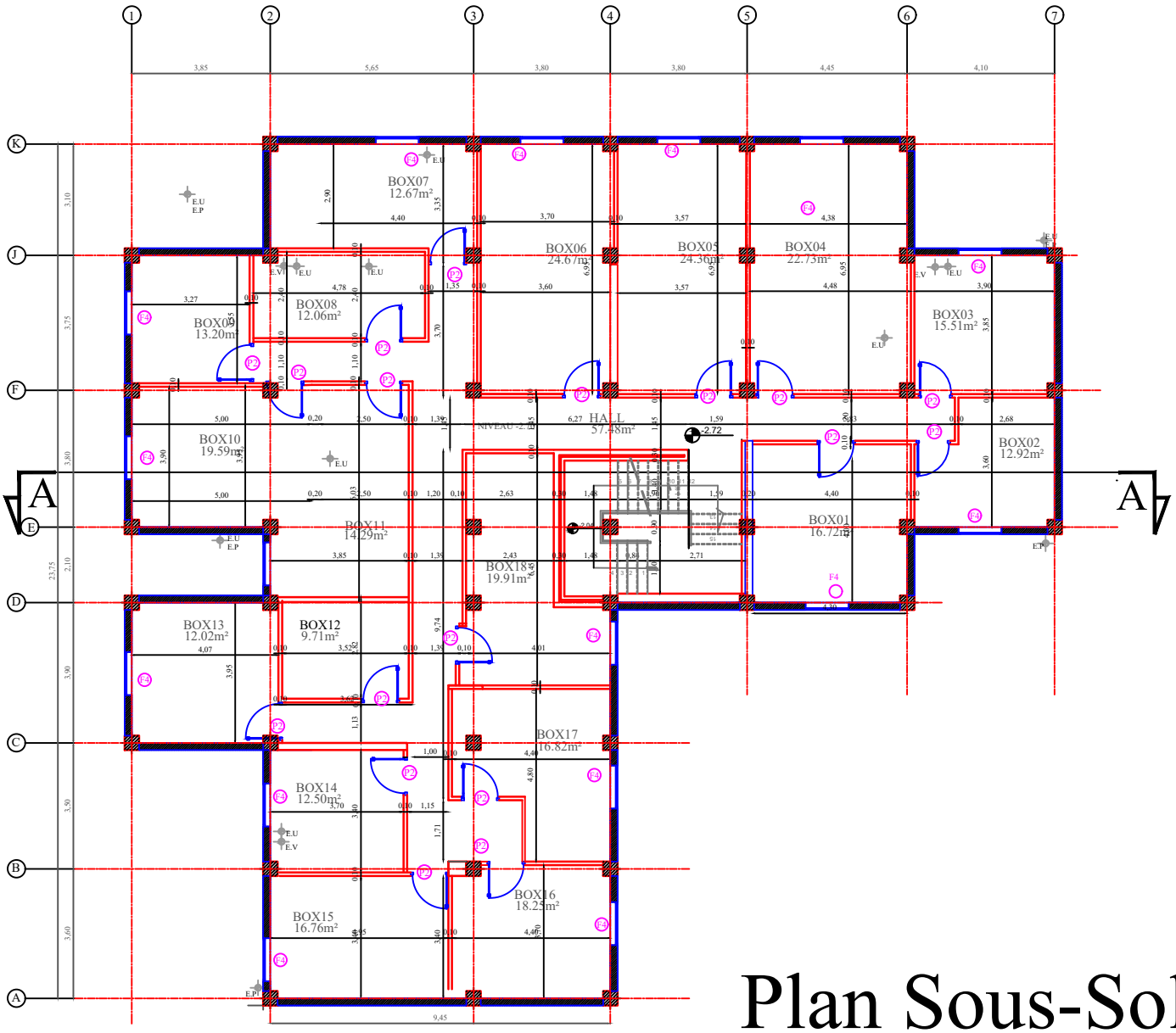
L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

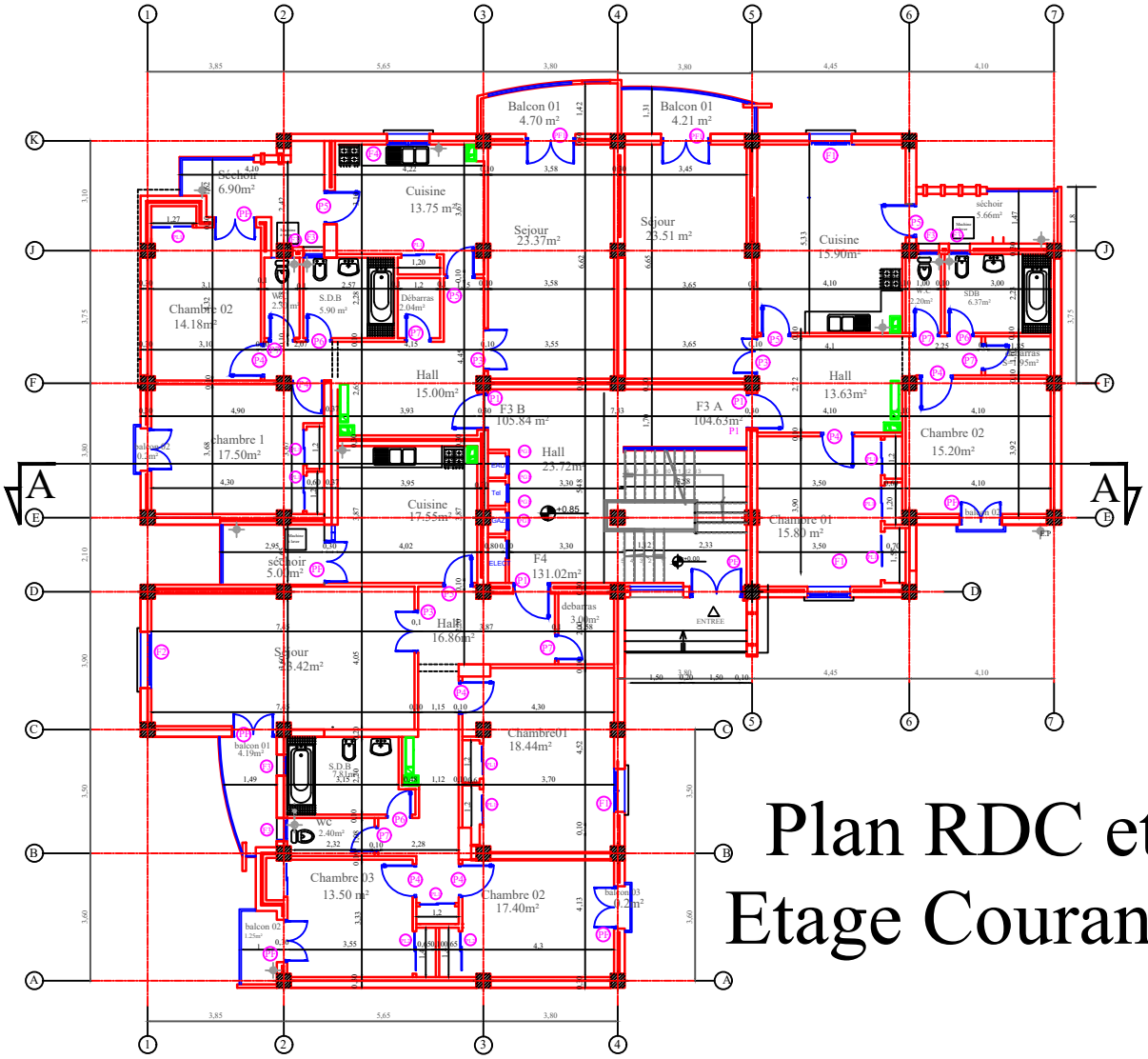
Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Fe (MPa)**
Rond lisse	Cadre, étiers des poteaux et des poutres	FeE235	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	520

Tableau I.4. Autres caractéristiques de l'acier.

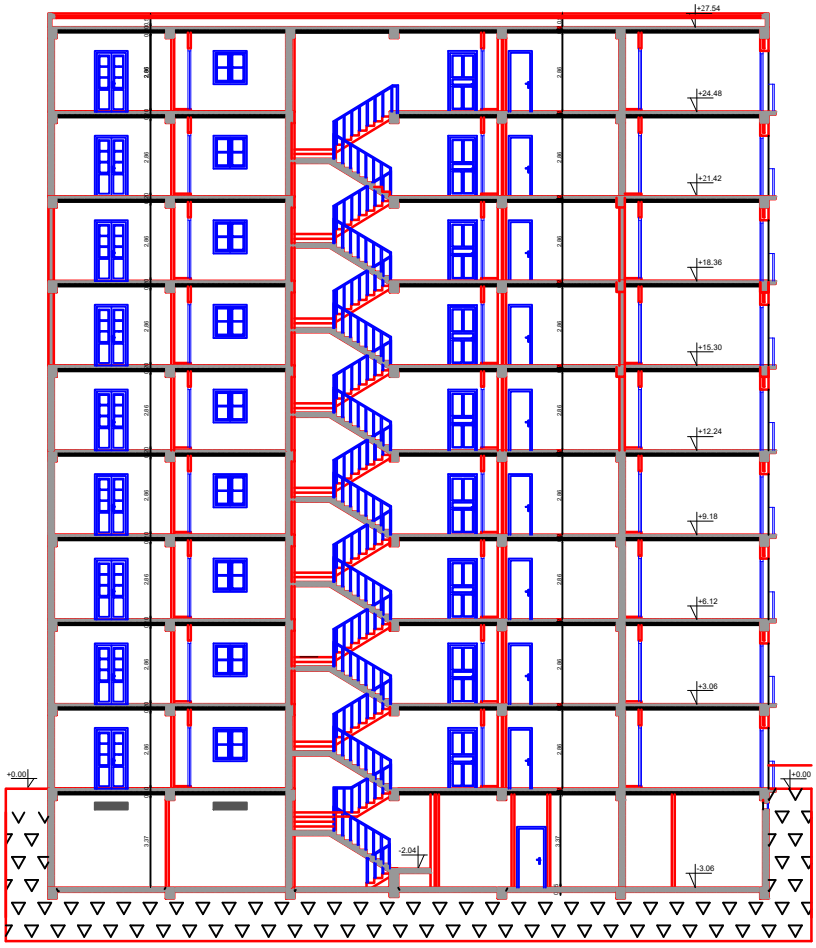
Module d'élasticité longitudinale « E_s »				**200000MPa**
Contraintes limites (σ_s)	**ELU**	Situation durable		348MPa
		Situation accidentelle		400MPa
	ELS	Fissuration Préjudiciable	Armatures à haute adhérence	201,63MPa
			Rond lisse	159,40MPa
		Fissuration très préjudiciable	Armatures à haute adhérence	165MPa
			Rond lisse	130,42MPa
		Fissuration peu nuisible		Aucune vérification à faire



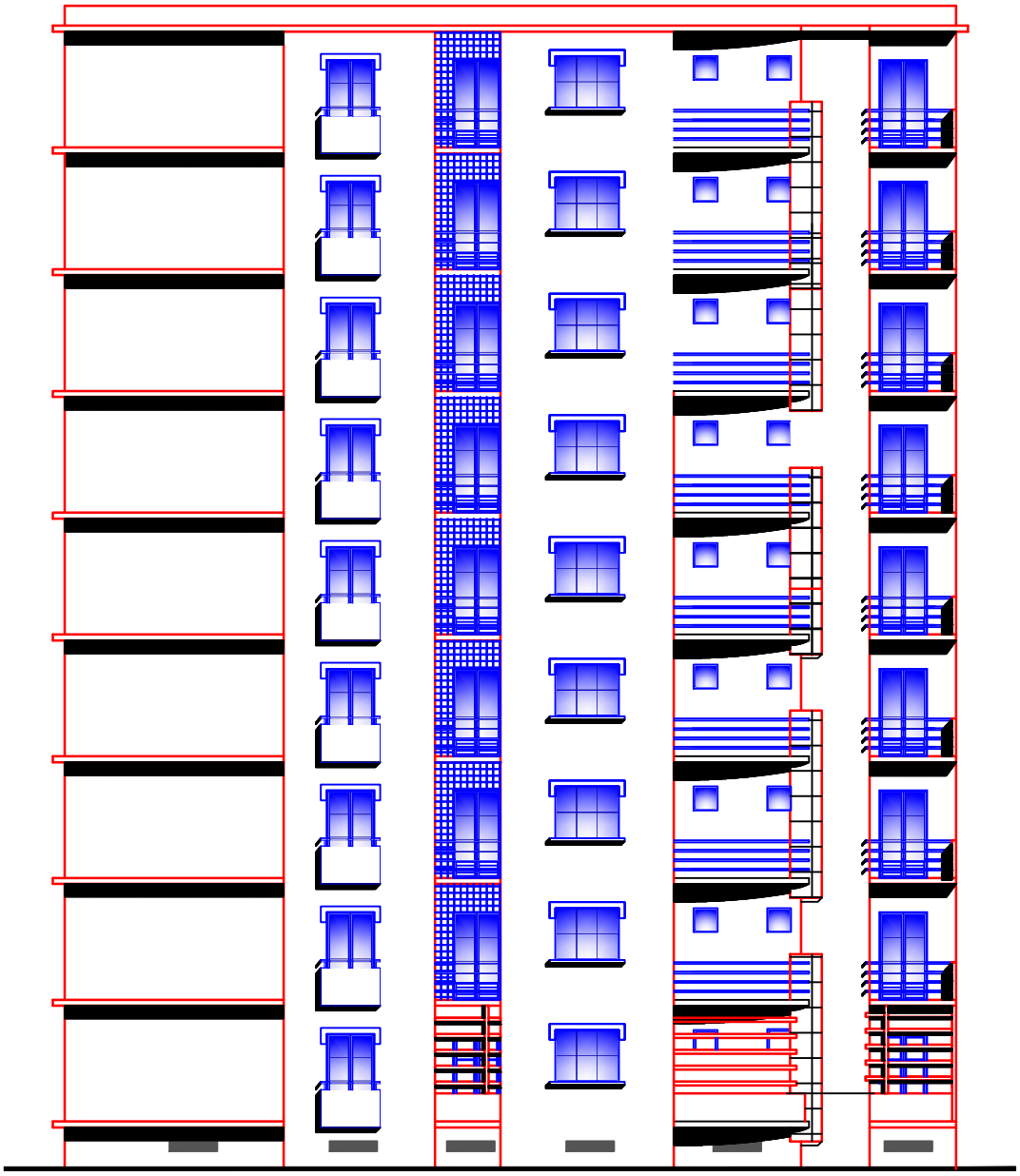
Plan Sous-Sol



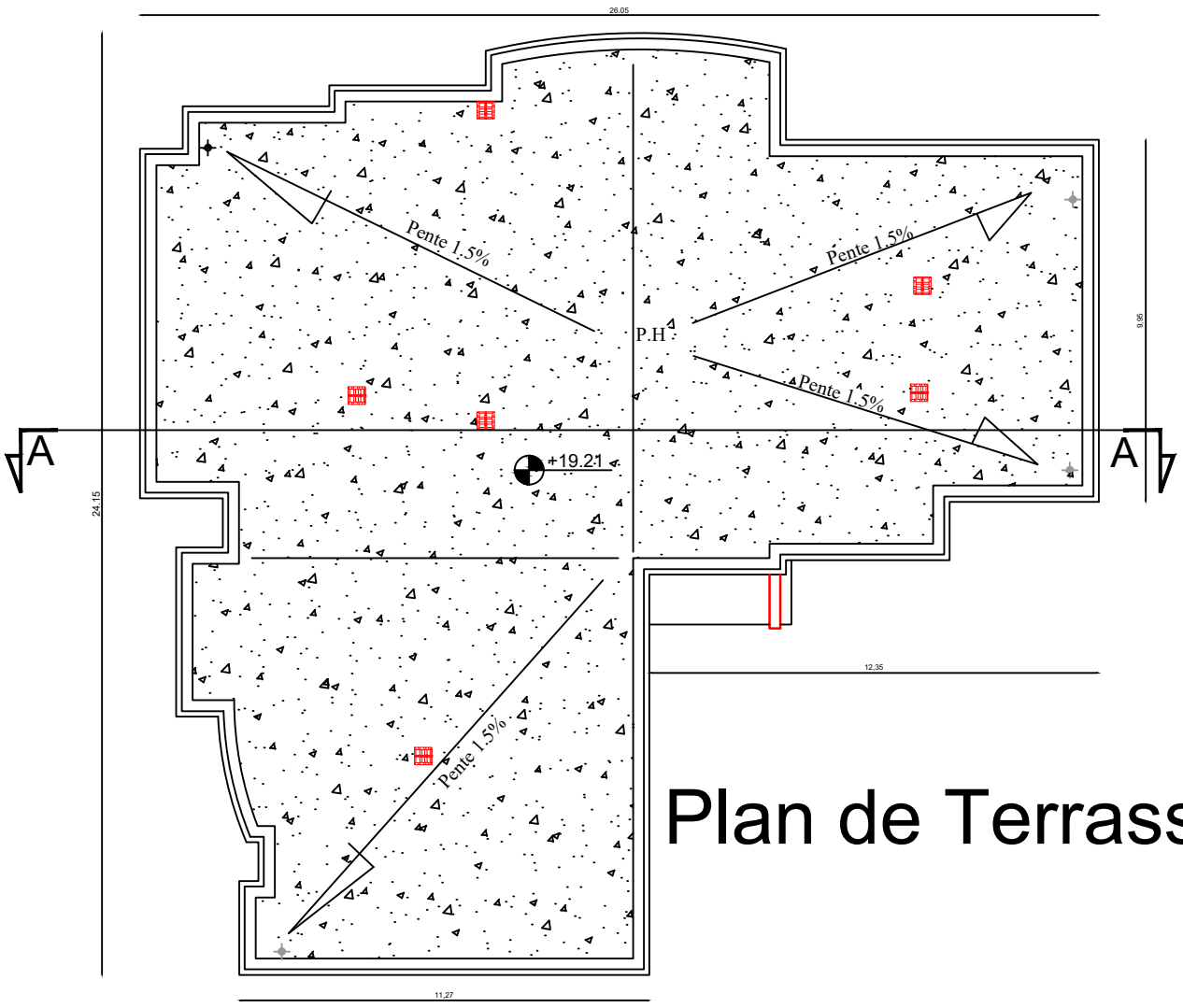
Plan RDC et Etage Courant



COUPE A-A



FACADE LATERALE



Plan de Terrasse

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

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

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II.2.1. Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux et une dalle de compression. L'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivante s:

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

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

Pour notre projet : $L_{max} = 390$ cm :

$390/25 = 15.6\text{cm} \leq h_t \leq 390/20 = 19.5\text{cm}$

$h_t \geq 390/22.5 = 17.333\text{cm}$

On prend donc : $\mathbf{h_t = 20\ cm}$ ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4)

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

On a : $h_t = 20\text{cm} \geq 16\text{cm}$ …….. CV

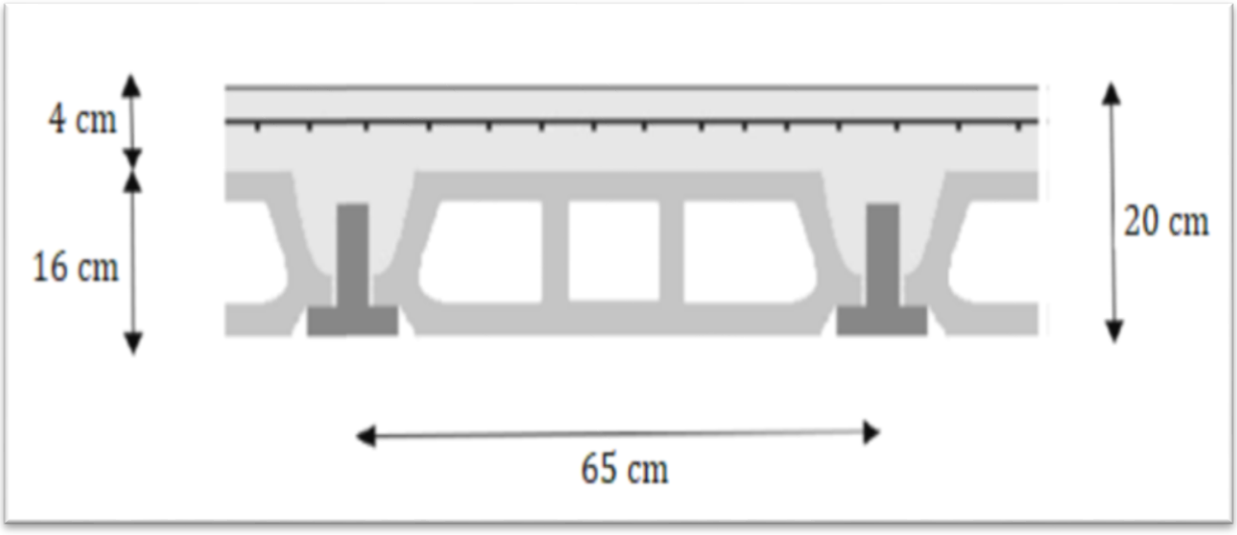


Figure.I.1.coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Planchers Dalles pleines

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

II.2.2.a. Critère de résistance

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

Avec :

e_P: épaisseur de la dalle.

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

Pour le cas de notre structure, on a : L_x = 4.10m.

$\frac{410}{45}$ = 9.11cm ≤ $\mathbf{e_p}$ ≤$\frac{410}{40}$ = 10.25cm

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie

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

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

Condition d'isolation acoustique e_p =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : $\mathbf{e_p}$**=15cm**

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

II.3.1. Charges permanentes

II.3.1.1. Maçonnerie

II.3.1.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)

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

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

II.3.1.1.2. Murs extérieurs (double cloison)

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

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

II.3.1.2. Plancher à corps creux

II.3.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible

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

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (40mm)	0,04	18	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,18	22	3,96
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,4	-	2,8
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**8,08**

II.3.1.2.2. Plancher courant

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

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage + mortier de pose	0,045	-	0,5
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Plancher (16+4)	0,16+0,4	-	2,80
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Cloison légères	0,14	-	1,62
TOTAL				**5,66**

II.3.1.3. Plancher à dalles pleines

II.3.1.3.1 Plancher Terrasse inaccessible

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

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (40mm)	0,04	18	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,18	22	3,96
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**9,03**

II.3.1.3.2. Planchers étages courants

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

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage + mortier de pose	0,045	-	0,50
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Murs simples cloison	0,14	-	1,62
TOTAL				**6,61**

II.3.2. Charges d'exploitation

Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étages du structure.

Niveau	Usage	Q (kN/m^2)
Terrasse	Inaccessible	**1**
(SS, RDC, 1er, 2éme, 3éme, 4éme, 5éme, 6éme, 7éme et 8éme) Etages	Habitation	**1,5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \end{cases}$$

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

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principale et secondaire

Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres principales.

	Poutre principale(x)	**Poutre secondaire *(Y)***
Règles de CBA 93 **$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$** **$0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h$**	L_{max} = 565cm 37.66cm ≤ h ≤ 56.5cm on adopte : **h ≥ L/12,5=50cm** 15cm ≤ b ≤ 35cm on adopte : **b = 30cm**	L_{max} = 390cm 26cm ≤ h ≤ 39cm on adopte : **h = 30cm** 9cm ≤ b ≤ 21cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA(V2003) **h ≥ 30cm** **b ≥ 20cm** **$\frac{h}{b} \leq 4$**	**h =50cm** ≥30cm **b=30cm** ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4$	**h =30cm** ≥30cm **b=30cm** ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
	conditions vérifiées	**conditions vérifiées**
Condition de rigidité **($\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$)**	h/L_{max} = 0.08849 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$	h/L_{max} = 0.0769 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$
	condition vérifiée	**condition vérifiée**

On prendre:

-les poutres principales : **b=30cm, h=50cm**

-les poutres secondaires : **b=30cm, h=30cm**

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux on utilise un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et des surcharges exploitation ; donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effort de l'effort normal ultime de compression. Dans notre projet on a un type de poteaux : section carrée

II.5.1. Les dimensions de poteau

On a commencé avec les sections minimales exigées par le RPA99v2003, elles ne sont pas vérifiées donc on a augmenté les sections jusqu'à leurs vérifications avec l'effort normale admissible.

II.5.2. Etapes de pré dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**(1)

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

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

Avec :

- ✓ **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- ✓ $\mathbf{B_r}$: section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« B_r = (b-2cm)*(h-2cm) ».**
- ✓ **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

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

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

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

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

II.5.3. Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate qu'on a un poteau plus sollicitée :

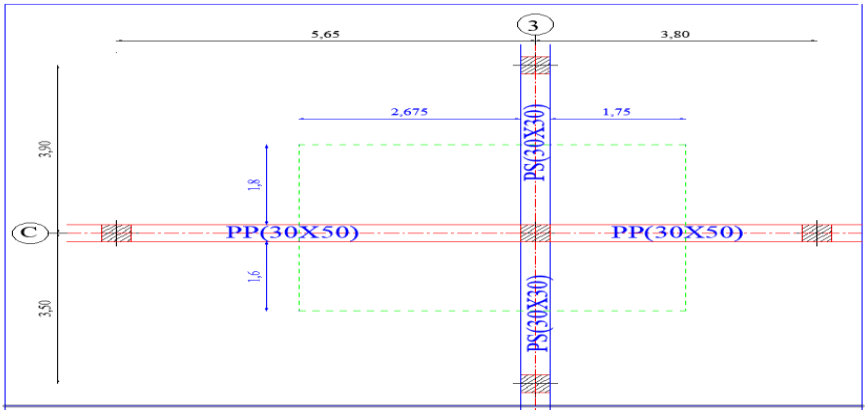


Figure II.2. Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicite.

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

$S_t = (2.825+ 1.9) * (1.95 + 1.75)$ **S_t =17.48m²**

- ✓ La surface complète : S_p

$S_p = (2.675+1.75) * (1.8+1.6)$ **S_p = 15.045 m²**

II.5.3.1. Calcul de la capacité portante

Tableau II.9. Calcul de l'effort normal limite.

Etages	Dimension (cm²)	Br (mm²)	L_o (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A (mm²)	$\bar{N}$ (kN)
6éme, 7éme et 8éme	30*30	78400	3.06	2.142	0.086	24.90	0.772	90	1144.99
3éme, 4éme et 5éme	35*35	108900	3.06	2.142	0.101	21.21	0.792	160	1641,28
Sous-sol, RDC, 1ér et 2éme	40*40	144400	3.06	2.142	0.115	18.63	0.804	202.5	2206,59

II.5.3.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

- $G_{plancher}$ =poids de plancher *$S_{plancher}$.
- G (poutre principale ou poutre secondaire)= b*h*L* poids volumique du béton armé
- G_{poteau}= b*h *he*poids volumique du béton armé.

Avec: le poids volumique du béton = 25 kN/m^3

Tableau II.10. Les charges permanentes.

Etages	h(m)	G plancher	G pp.x	G pp.y	G poteau	G cumulé
8éme	3.06	121.56	16.59	7.65	6.885	152.685
6éme et 7éme	3.06	85.16	16.59	7.65	6.885	116.285
5éme, 4éme et 3éme	3.06	85.16	16.59	7.65	9.371	118.771
Sous-sol, RDC, 1ér et 2éme	3.06	85.16	16.59	7.65	12.240	121.640

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

Tableau II.11.Les charges d'exploitation.

Etages	**Q (kN/m^2)**	**S_t (m^2)**	**Q (kN)**		**(3+n)/2*n**	**Q cum (kN)**
8éme	1	17.48	Q_0	17.48	/	17.480
7éme	1,5		Q_1	26.22	1	43.700
6éme	1,5		Q_2	26.22	0,950	68.609
5éme	1,5		Q_3	26.22	0,900	93.518
4éme	1,5		Q_4	26.22	0,850	118.427
3éme	1,5		Q_5	26.22	0,800	143.336
2émé	1,5		Q_6	26.22	0,750	168.245
1er	1,5		Q_7	26.22	0,714	193.521
RDC	1.5		Q_8	26.22	0,615	217.145
Sous-sol	1.5		Q_9	26.22	0,607	243.155

II.5.3.3. Vérification de l'effort normale ultime

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majoré de (10٪) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

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

Etages	G (kN)	Q (kN)	N_{ultime}	$1.1N_{ultime}$	$\bar{N}_U$ (kN)	$1,1N_{ultime} \leq \bar{N}_U$
8éme	152.685	17.480	232.344	255.578	1144.99	**Condition vérifiée**
7éme	116.285	43.700	222.535	244.785	1144.99	**Condition vérifiée**
6éme	116.285	68.609	259.898	285.888	1144.99	**Condition vérifiée**
5éme	118.771	93.518	300.617	330.678	1641.28	**Condition vérifiée**
4éme	118.771	118.427	337.981	371.779	1641.28	**Condition vérifiée**
3éme	118.771	143.336	375.345	412.879	1641.28	**Condition vérifiée**
2éme	121.640	168.245	416.595	458.255	2206.59	**Condition vérifiée**
1ér	121.640	193.521	454.495	499.945	2206.59	**Condition vérifiée**
RDC	121.640	217.145	489.932	538.925	2206.59	**Condition vérifiée**
Sous-sol	121.640	243.155	528.946	581.841	2206.59	**Condition vérifiée**

II.5.3. 3.4. Vérification selon RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

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

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

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

Etages	Application des conditions	Vérification
8éme, 7éme et 6éme	Min (30,30) = 30cm ≥ 30cm Min (30,30) = 30cm ≥ $\frac{306}{20}$ = 15.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$	**Vérifiée**
5éme, 4éme et 3éme	Min (35,35) = 35cm ≥ 30cm Min (35,35) = 35cm ≥ $\frac{306}{20}$= 15.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	**Vérifiée**
1ér, 2éme, RDC et Sous-sol	Min (40,40) = 40cm ≥ 30cm Min (40,40) = 40cm ≥ $\frac{306}{20}$= 15.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	**Vérifiée**

II.5.3.5. Vérification aux zones nodales

$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$

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

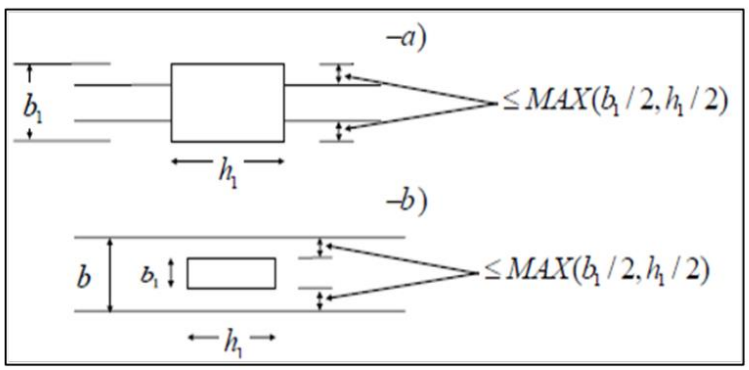


Figure II.3. Zones nodales.

Tableau II.14.Vérification aux zones nodales.

Etages	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2, h_1/2$) (cm)	$d \leq \max(b_1/2 ; h_1/2)$
8éme, 7éme, 6éme	30	30	30	**vérifiée**	0	15	**vérifiée**
5éme, 4éme, 3éme	30	35	35	**vérifiée**	2.5	17.5	**vérifiée**
1ér, 2éme, RDC et Sous-sol	30	40	40	**vérifiée**	5	20	**vérifiée**

II.6. Les longrines

Notre site est de *(catégorie S1)* → (30×30) cm.

II.7. Les voiles

II.7.1.Pré dimensionnement des voiles

Pour le pré dimensionnement de cet élément le RPA99version2003 [1] « Art 7.7.1 », on exige l'épaisseur minimale exigée est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

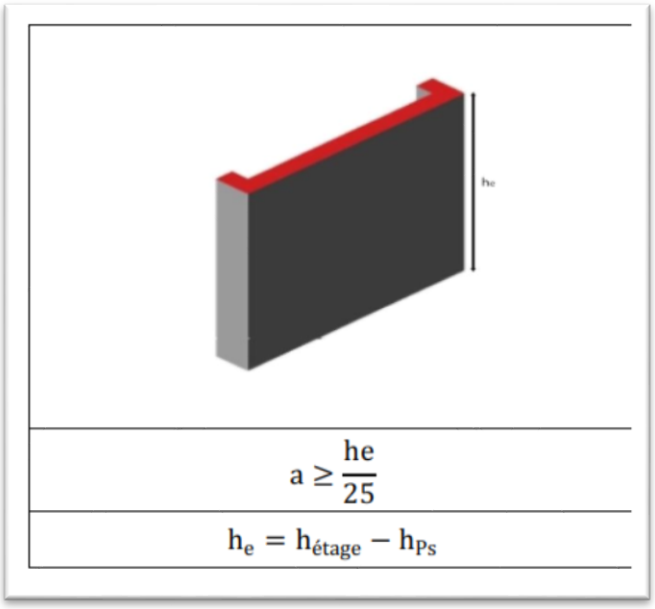


Figure II.4.Règle de pré dimensionnement des voiles.

Voiles de contreventement

he = 2.76 m

a $\geq$ 11 cm, on adopte **a = 15 cm**.

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclut que le pré dimensionnement des éléments résistants sont :

- ✓ Le plancher : (16+4) cm.
- ✓ Dalle pleine : 15cm.
- ✓ Les poutres principales : (30x50) cm.
- ✓ Les poutres secondaires : (30x30) cm.
- ✓ Les poteaux :

  (30x30) : $8^{éme}$, $7^{éme}$ et $6^{éme}$ étages.

  (35x35) : $5^{éme}$, $4^{éme}$ et $3^{éme}$ étages.

  (40x40) : $2^{éme}$, $1^{ér}$,RDC et Sous-sol étages.
- ✓ Les longrines : (30x30) cm.
- ✓ Les voiles : 15cm.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas parti de la structure du bâtiment, dont l'étude est indépendante de l'action sismique.

III.2.L'acrotère

III.2.1. Introduction

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

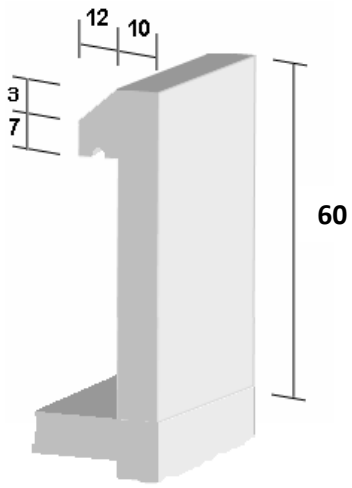


Figure III.1.L'acrotère.

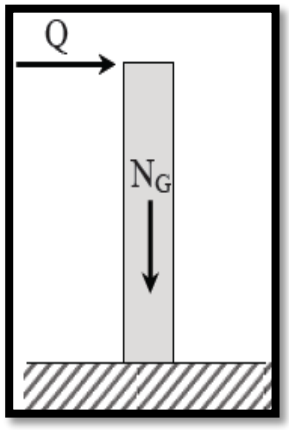


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2. Principe de calcul

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

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

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

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

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

Poids propre G (kN)
G= [(0.6 x 0.1) + (0.12 x 0.07) + ((0.12 x 0.07)/2)] x25= **1.815kN**
Surcharge d'exploitation Q (kN)
Q =1x1ml=**1kN**

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

	L'E.L.U	**L'E.L.S**
Moment d'encastrement M_u (kN.m)	$M_u = 1,5\times Q\times h = 1,5\times 1\times 0,6$ **$M_u = 0.9$**	$M_{ser} = Q\times h = 1\times 0,6$ **$M_{ser} = 0.6$**
L'effort normal N_u (kN)	$N_u = 1,35\times G =$ $1,35\times 1.815$ **$N_u = 2.45$**	$N_{ser} = G$ **$N_{ser} = 1.815$**
L'effort tranchant T_u (kN)	$T_u = 1,5Q = 1,5\times 1$ **$T_u = 1.5$**	

III.2.4. Calcul de ferraillage à L'ELU

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

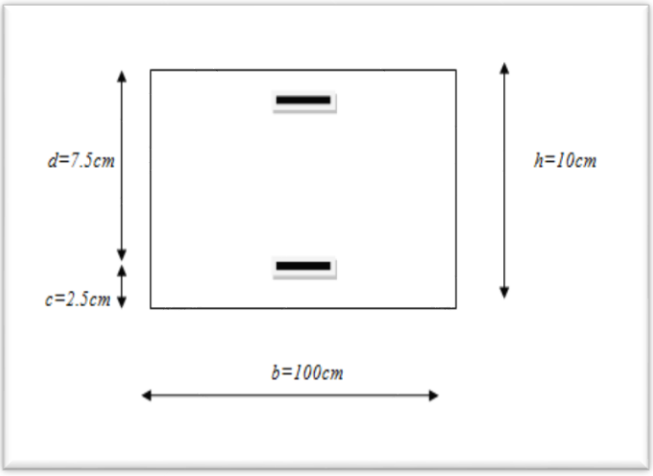


Figure III.3. Les dimensions de l'acrotère.

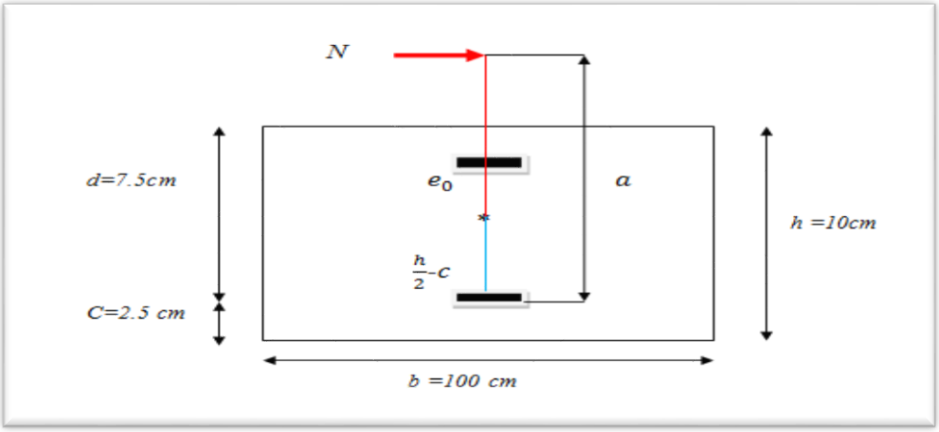


Figure III.4. Section de Béton Armé à ELU.

Tableau III.3. Paramètre de calcul.

b=100cm	h=10cm	$c_1=c_2$ 2.5cm	f_{c28}=25MPa	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s = 348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h=0.1m	$L_f=2L_0$=1.2m

Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère.

M_u (kN.m)	N_u (kN)	e_0 (cm)	section	μ	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A choisis (cm²)	A_{rep} (cm²)	A rép choisis (cm²)
0.91	2.45	37.14	SPC	0.011	0.28	1	4HA8=2.01	0.50	4HA8 =2.01

- **Espacement :**

$S_t = 25cm \leq S_{min} = \min [3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm.$

$S_{rép} = 15\ cm \leq S_{min} = \min [4h = 40\ cm\ ;\ 40\ cm] = 40\ cm.$

III.2.5. Vérification à l'ELS

$\overline{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 15\ MPa$

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66MPa\ , 110\sqrt{\eta.f_{tj}} = 201.63MPa\right]$=201.63MPa

Tableau III.5. Vérification à l'ELS.

M_s (kN.m)	N_s (kN)	e_0 (cm)	section	A (cm²)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
0.6	1.815	33.06	SPC	2.01	2.02	0.909	36.99	**Vérifiée**	**Vérifiée**

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

III.2.6. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9\times 0.075} = -11.83 < 0.$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times 10^3}{1000\times 75} = 0{,}02\,\text{MPa}$$

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

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

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

III.2.8. Vérification de l'acrotère au séisme

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces,

Suivant la formule **= 4.A.C_p.W_p.** **[Art.6.2.3]** (1)

Avec : A**:** coefficient d'accélération;

A = 0.25 : Modificatifs et compléments aux RPA99.

C_p: facteur de force horizontal; C_p = 0.8 [RPA 99 page 43 tab. 6.1]

W_p: poids propre de l'élément **:** W_p= 1.755 KN.

D'où alors : F_p = 4 x 0.25 x 0.8 x 1.755

F_p =1.404KN < Q = 1.5kN…… CV

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

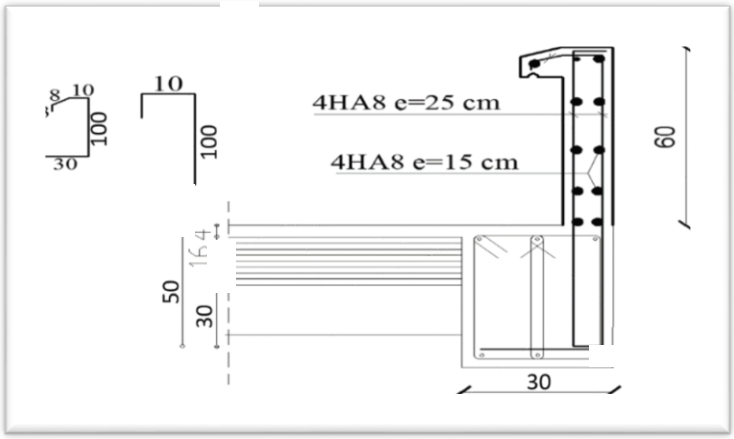


Figure III.5. Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Calcul des planchers

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

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

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

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20cm;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33cm;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante : $A_t \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e}$ si : $50cm \leq L \leq 80cm$

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

Avec :

- L : Espacement entre axes des nervures (65cm 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 20cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a :L =60cm $\Rightarrow A_t \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4\,L}{f_e} = 0.5$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant : $A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.25 cm^2/ml$

On choisira : les armatures de 5Ø5 avec un espacement de 20cm.

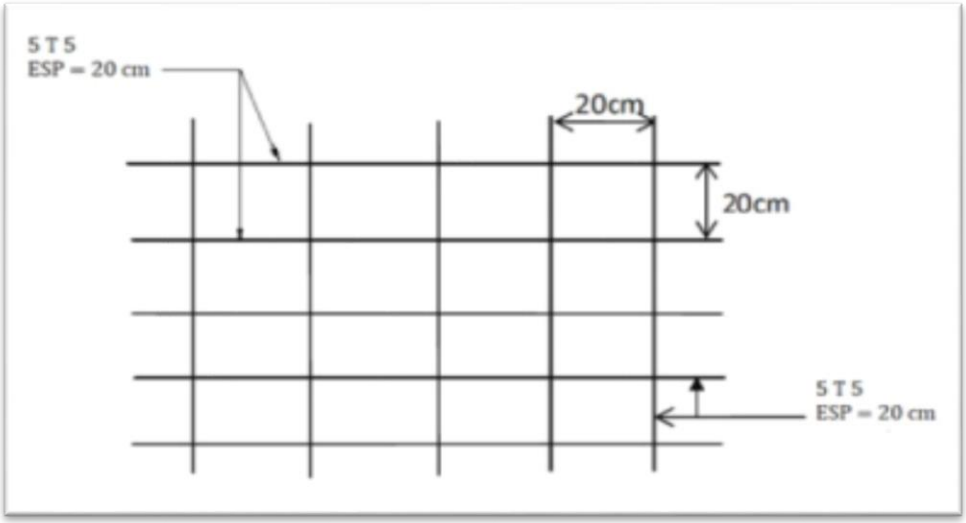


Figure III.6. Disposition des armatures de la table de compression.

III.3.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elle sont soumises aux charges (G,Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S=60*L, on dispose les poutrelle dans les sens de la petite portée , le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.1. Calcul avant coulage

Dans cette partie et du moment que le béton n'est pas encore coulé, il n'y aura pas de calcul de résistance ni de ferraillage. Le calcul portera uniquement à l'Etat limite de service de déformation afin de pouvoir déterminer le nombre des Etais qui doivent supporter la poutrelle, avant et après le coulage.

Pour cela on pondra la section totale de la poutrelle après coulage du béton.

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

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

III.3.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

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

Tableau III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	**G (kN/ml)**
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0.12kN/ml.	**0.72**
Poids du corps creux : 0,6 x 1 = 0,6kN/ml.	
Surcharges d'exploitations	**Q (kN)**
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1kN et 0.5 L] = 0.5 L = 0.5 x 3.9 = 1.95kN.	**1.95**

III.3.2.1.2. Calcul des étaiements

$f_G = 5\ P_G\ L^4 / 384\ E\ I$

$f_Q = P_Q\ L^3 / 48\ E\ I$ Donc : $\boldsymbol{f_T = f_G + f_Q}$

I_b : Moment d'inertie $I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{120.40^3}{12}$ ($I_b = 64000mm^4$).

$\boldsymbol{f}_{adm} = \frac{L\ (cm)}{500} = \frac{390}{500}$ donc : $\boldsymbol{f_{adm} = 7.8\ mm}$

Tableau III .7. Calcul des étaiements.

N	G (kN/ml)	Q (kN)	L (mm)	f_G (mm)	f_Q (mm)	f_T (mm)	f_{adm} (mm)	$f \leq f_{adm}$
0	0.72	1.95	3900	313.30	0.35	313.65	7.8	**Condition non vérifiée**
1	0.72	1	1950	19.58	0.0223	19.60	3.9	**Condition non vérifiée**
2	0.72	1	1300	3.87	0.0066	3.88	2.6	**Condition non vérifiée**
3	0.72	1	975	1.22	0.0027	1.22	1.95	**Condition vérifiée**

On doit prévoir 3 étais de 0.975 m de distance.

III.3.2.2. Calcul après coulage

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

III.3.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges pour la détermination des étais

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*20 cm² :

Tableau III.8. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	**G (kN/ml)**
Poids de la poutrelle : 0.6x2.8	**1.68**
Surcharges d'exploitations	**Q (kN)**
Poids de l'ouvrier et les matériaux : 0.6x1.5	**1.08**

III.3.2.2.2. Calcul des étaiements

$f_G = 5\ P_G\ L^4 / 384\ E\ I$

$f_Q = P_Q\ L^3 / 48\ E\ I$ Donc : $f_T = f_G + f_Q$

I_b : Moment d'inertie $I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{120.200^3}{12}$ ($I_b = 80000000 mm^4$).

$f_{adm} = \frac{L\ (cm)}{500} = \frac{390}{500}$ donc : $f_{adm} =$ **7.8 mm**

Tableau III .9. Calcul des étaiements.

N	G (kN/ml)	Q (kN)	L (mm)	f_G (mm)	f_Q (mm)	f_T (mm)	f_{adm} (mm)	$f \leq f_{adm}$
0	1.68	1.08	3900	7.03	1.54	8.57	7.8	**Condition non vérifiée**
1	2.02	1.08	1950	0.43	0.19	0.62	3.9	**Condition vérifiée**

On doit prévoir 1étai de 1,95m de distance de l'appui.

III.3.2.2.3. Détermination des Sollicitations.

III.3.2.2.3.1. Méthode de calcul

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions de la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 kN/m^2.

$Q \leq$ Max [2 G et 5 kN/m^2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$0.8 \leq L_i / L_i + 1 \leq 1.25$ Dans les différentes travées en continuité.

3- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.

4- La fissuration est peu nuisible.

III.3.2.2.3.2. Exposé de la méthode

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive.

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3 α) M_0].

Moment sur appuis

- Ma = 0,2M0……appuis de rive.
- Ma = 0,6M0……pour une poutre à deux travées.

- Ma = 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée.
- Ma = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

✓ M_0 : Moment isostatique. $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

$M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)

✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.

✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.

✓ M_t : Moment en travée.

Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -\ 0.5\ M_0$

--- les efforts tranchants : $T_w = \frac{P\ L}{2} + \frac{Me + M\ w}{L}$

$T_e = -\frac{P\ L}{2} + \frac{Me + M\ w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.3.2.2.3.3. Evaluation des charges et surcharges

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

Tableau III.10. Evaluation des charges et surcharges.

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P_U (kN/m)	P_S (kN/m)
Terrasse inaccessible	8.08x 0.6 = 4.85	1x 0.6= 0.6	7.44	5.44
courant d'habitation	5.66 x 0.6 = 3.39	1.5 x 0.6 = 0.9	5.94	4.30

On a 04 types de poutrelles :

Type 01 :(Poutrelle à 01travée)

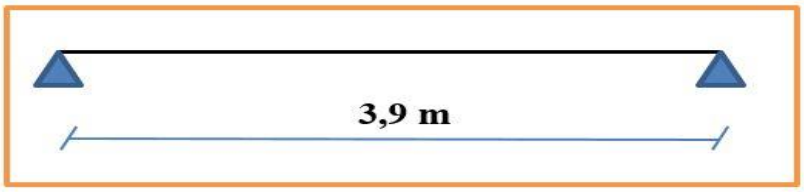
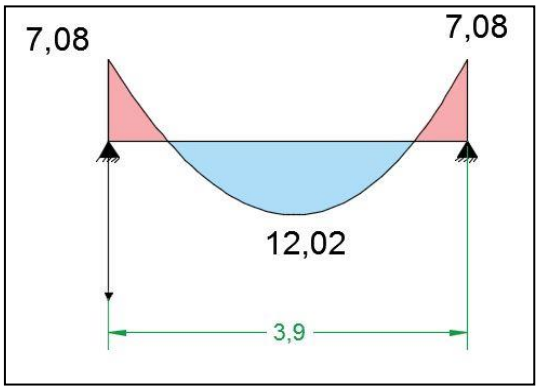


Figure III.7. Poutrelle à 01 travée.

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 01travée.

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	7.44	3.9	14.15	12.02	-7.08	-7.08	10.88	-18.14



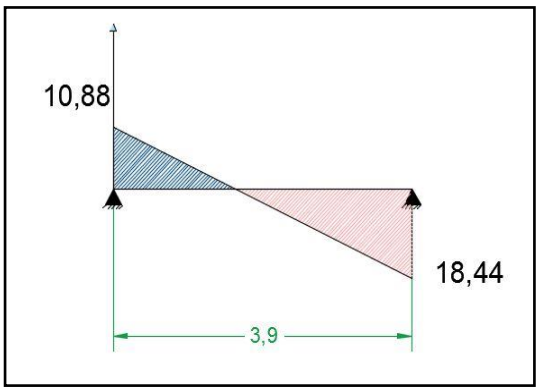


Figure III.8. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 01travée (ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	5.44	3.9	10.34	8.79	-5.17	-5.17

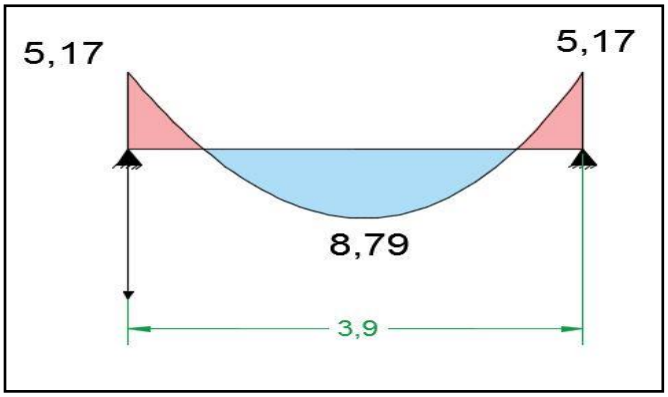


Figure III.9: Diagramme de moment à l'ELS.

Type 02 :(Poutrelle à 02travées)

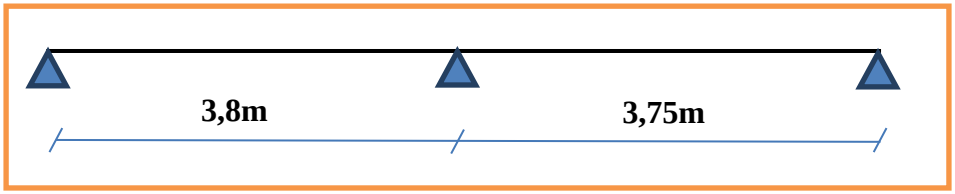


Figure III.10. Poutrelle à 02 travées.

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q = 1kN/m^2≤ Max [2 G= 2 x 3.39= kN/m^2 et 5 kN/m^2] = 6.78 kN/m^2…….CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …..……. CV

- La fissuration est peu nuisible ……..... CV

- 0.8 < 3.8/ 3.75= 1.01< 1.25 ……CV

Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU).

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	7.44	3.80	13.44	8.73	2.69	8.06	12.73	-15.56
B-C	7.44	3.75	13.09	8.51	7.85	2.62	15.35	-12.56

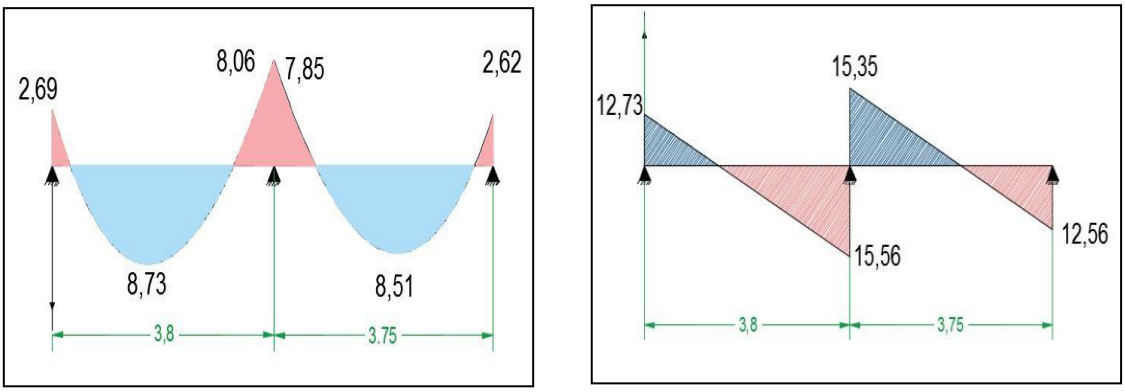


Figure III.11: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS).

Travée	Ps (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	5.44	3.80	9.83	6.39	1.97	5.90
B-C	5.44	3.75	9.57	6.22	5.75	1.92

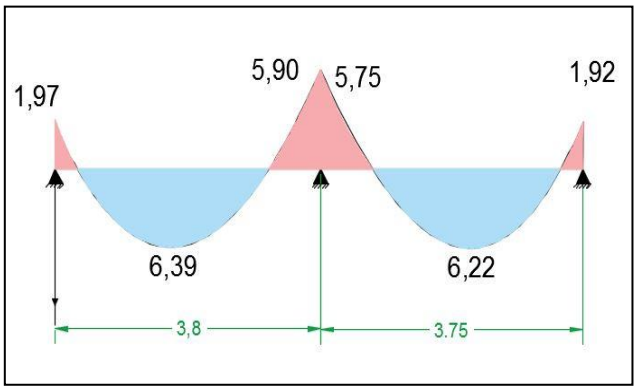


Figure III.12 Diagramme de moment à l'ELS.

Type 03:(Poutrelle à 04 travées)

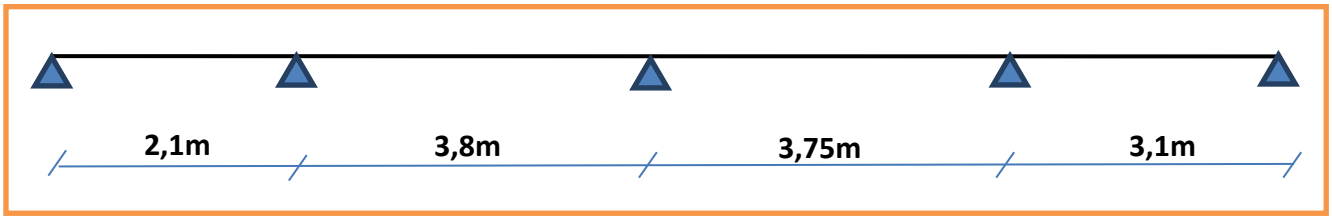


Figure III.13. Poutrelle à 04 travées.

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q = 5kN/m^2≤ Max [2 G = 2 x 3.39= 11.32kN/M^2 et 5 kN/m^2] = 6.78kN/m^2. ...… …..... CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …...…… CV

- La fissuration est peu nuisible ……..... CV

- 0.8 < 2.1 / 3.8 = 0.55< 1.25 ……...……...…… CNV

- 0.8< 3.80 / 3.75 = 1.01 < 1.25……..…CV

- 0.8 < 3.75 / 3.10 = 1.21 <1.25……..…CV

Remarque :

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

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants:

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées.

Travées	p_u (kN)	L (m)	L' (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	7.44	2.1	2.1	4.10	0.82	6.37	0.505	5.17	-10.45
B-C	7.44	3.8	3.04	8.59	6.37	7.99	1.41	13.70	-14.56
C-D	7.44	3.75	3	8.37	7.99	8.16	0.295	13.91	-13.99
D-E	7.44	3.1	3.1	8.93	8.16	1.68	4.01	13.62	-9.44

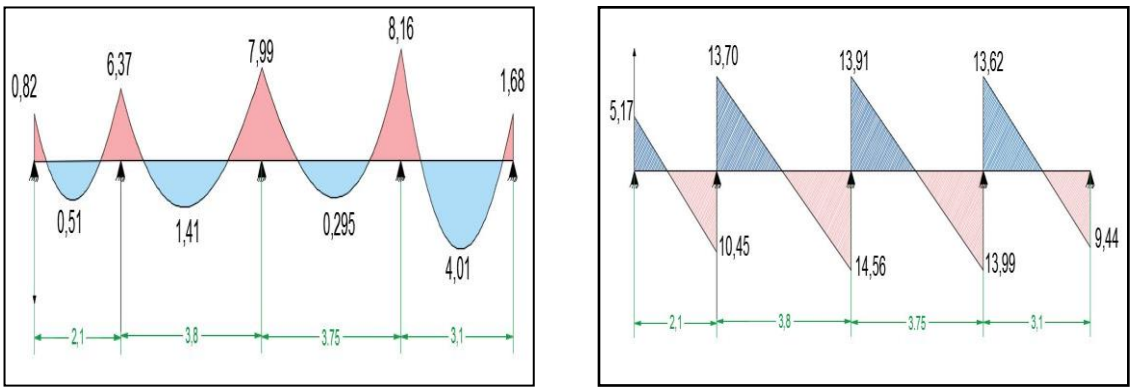


Figure III.14: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS).

travées	p_{ser} (kN)	L (m)	L' (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	5.44	2,1	2,1	2.99	0.60	4.61	0.39
B-C	5.44	3,8	3,04	6.28	4.61	5.85	1.05
C-D	5.44	3.75	3	6.12	5.85	5.97	0.21
D-E	5.44	3.1	3.1	6.53	5.97	1.31	2.89

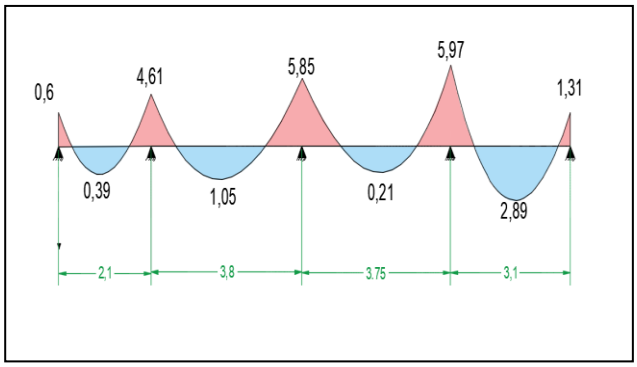


Figure III.15: Diagramme de moment à l'ELS.

Type 04 :(Poutrelle à 07 travées)

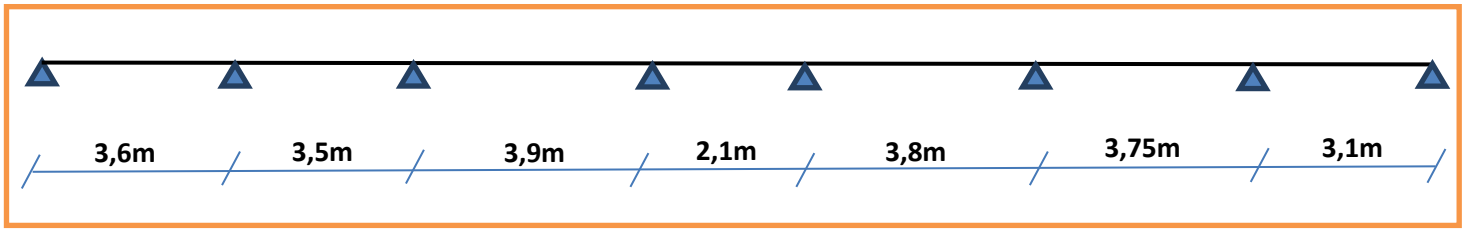


Figure III.16. Poutrelle à 06 travées**.**

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q = 5kN/m^2≤ Max [2 G = 2 x 3.39 = 6.78kN/M^2 et 5 kN/m^2] = 6.78kN/m^2 …….. CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …..…… CV

- La fissuration est peu nuisible ……..... CV

- 0.8 < 3.6 / 3.5 = 1.02<1.25 ……..……...……...CV

- 0.8 < 3.5 / 3.9 = 0.89 < 1.25 ……..……...……...CV

- 0.8 < 3.9 / 2.1 = 1.85 <1.25……...…CNV

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées

travées	p_u (kN)	L (m)	L' (m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	7.44	3.6	3.6	12.05	2.41	9.39	6.15	12.46	-15.32
B-C	7.44	3.5	2.8	7.29	9.39	7.75	-1.28	13.48	-12.56
C-D	7.44	3.9	3.12	9.05	7.75	6.41	1.97	14.84	-14.17
D-E	7.44	2.1	1.68	2.62	6.41	6.1	-3.63	7.92	-7.67
E-F	7.44	3.8	3.04	8.59	6.1	8.00	1.54	13.63	-14.64
F-G	7.44	3.75	3	8.37	8.00	8.16	0.29	13.91	-13.99
G-H	7.44	3.10	3.10	8.94	8.16	1.78	3.97	13.58	-9.48

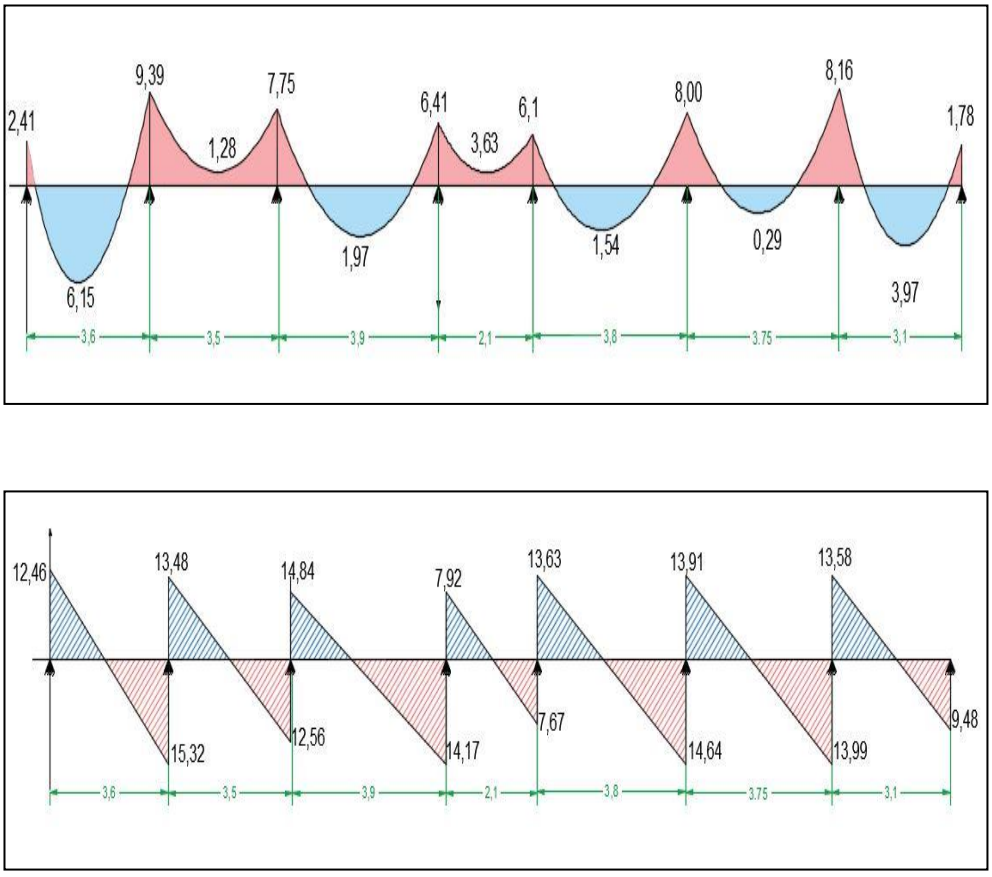


Figure III.17. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 07travées (ELS).

travées	q_{ser} (kN)	L (m)	L' (m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	5.44	3.6	3.6	8.81	1.76	6.87	4.50
B-C	5.44	3.5	2.8	5.33	6.87	5.49	-0.85
C-D	5.44	3.9	3.12	6.61	5.49	4.70	1.52
D-E	5.44	2.1	1.68	1.92	4.70	5.46	-3.16
E-F	5.44	3.8	3.04	6.28	5.46	5.85	0.63
F-G	5.44	3.75	3	6.12	5.85	5.96	0.22
G-H	5.44	3.10	3.10	6.53	5.96	1.31	2.90

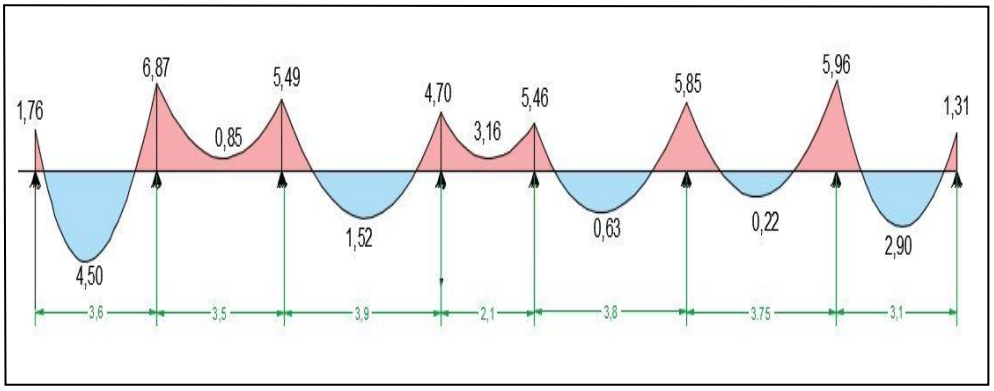


Figure III.18: Diagramme de moment à l'ELS.

III.3.2.2.4.<u>Récapitulations</u>

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

Tableau III.19. Récapitulation des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_t^{max} (kN.m)	M_a^{max} (kN.m)	T^{max} (kN)	M_t^{max} (kN.m)	M_a^{max} (kN.m)
sollicitations	12.02	9.39	18.14	8.79	6.87
Référence	Type 01	Type 04	Type 01	Type 01	Type 04

III.3.2.3. Calcul du ferraillage

Armatures longitudinales

Tableau III.20. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
L'état limite ultime	**Mu (kN.m)**	12.02	9.39
	μ	0.217	0.081
	μ_l	**0.392**	
	$\mu \leq \mu_l$	**Vérifiée**	**Vérifiée**
	A' (cm^2)	0	0
	ß	0.875	0.958
	A (cm^2)	2.19	1.23
	Le choix	**3HA10 = 2.35cm^2**	**2HA12 = 2.26cm^2**
Vérification à l'ELS			
L'état limite service	**M_{ser} (kN.m)**	8.79	6.87
	y_1 (cm)	7.75	7.64
	I_G (cm^4)	5565.39	5422.26
	K (N/cm^3)	157.94	126.69
	σ_b (MPa)	12.24	9.68
	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	**15**	
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**vérifiée**	**vérifiée**

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

Tableau III.21.Récapitulation

Section d'armature	En travée	En appuis
	A_t= 3HA10	A_a = 2HA12

Armatures transversales

- ✓ **Vérification de contrainte de cisaillement**

$V_{u\,max}$ = 18.14 kN (Effort tranchant max)

$\tau = Vu/\, b.\, d = 18.14 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.84$MPa

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

Donc : τ_u = 0.84MPa ≤3.33MPa ……..……**CV**

- ✓ **Escapement S_t: [Art 7.5.2.2]** (1)

$$\mathbf{S_t} \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (16.2;\ 40\ \text{cm})$$

Donc:**S_t=15 cm**.

$At_{min} \leq 0.003.\ S_t \times b = 0.54cm^2$.

- ✓ **Diamètre des armatures transversales ϕ_t [Art A.6.4.2]** (2)

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_t;\ \frac{b_0}{10}\right\} = (5.71\ ;\ 10\ ;\ 12)$

On adopte : $\phi_t \leq 5.71$, on prend : **ϕ_t = 6mm** $\Rightarrow a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 28.26mm^2$.

Avec : a_t : section d'une barre; $\Rightarrow a_t = 0.28\ cm^2$

n_t: nombre des barres, $\Rightarrow n_t = 2$

$A_t = a_t \times n_t = 0.56cm^2$.

$A_t \geq At_{min}$ => 0.56≥ 0.54 ……..……..…… **CV**

- ✓ **Vérifications nécessaires**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 MPa \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 MPa \geq 0.4 MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{CV}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow 0.0031 \geq 0.001 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{CV}$$

Avec: K=1 flexion simple et la (fissuration est peu nuisible)

α=90° Pour les armatures transversales.

- ✓ **Etat limite de déformation**

Tableau III.22.Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1er Condition	**2éme Condition**
h / L ≥ M_t / (15 M_0)	A / b_0 d ≤ 3.6 / *f* e
h / L = 0.2 / 3.9= **0.051** M_t / (15 M_0) =8.79/ (15 x 10.34)= **0.057**	A / b_0 d = 2.35 / 12 x 18 = **0.011** 3.6 / *f* e = 3.6 / 400 = **0.009**
Condition non vérifiée	**Condition non vérifiée**

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

Tableau III.23.Récapitulation des résultats de la flèche.

M ser (kN.m)	**A (cm^2)**	**Y (cm)**	**ρ**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
8,79	2,35	11.06	0,011	128.71	0.712	3,67	1.47
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L (m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ*f*** **(mm)**	**f_{adm} (mm)**
9967.08	3034.51	5360.69	3,9	4.07	6.92	2.85	**7.8**

La flèche est vérifiée**.**

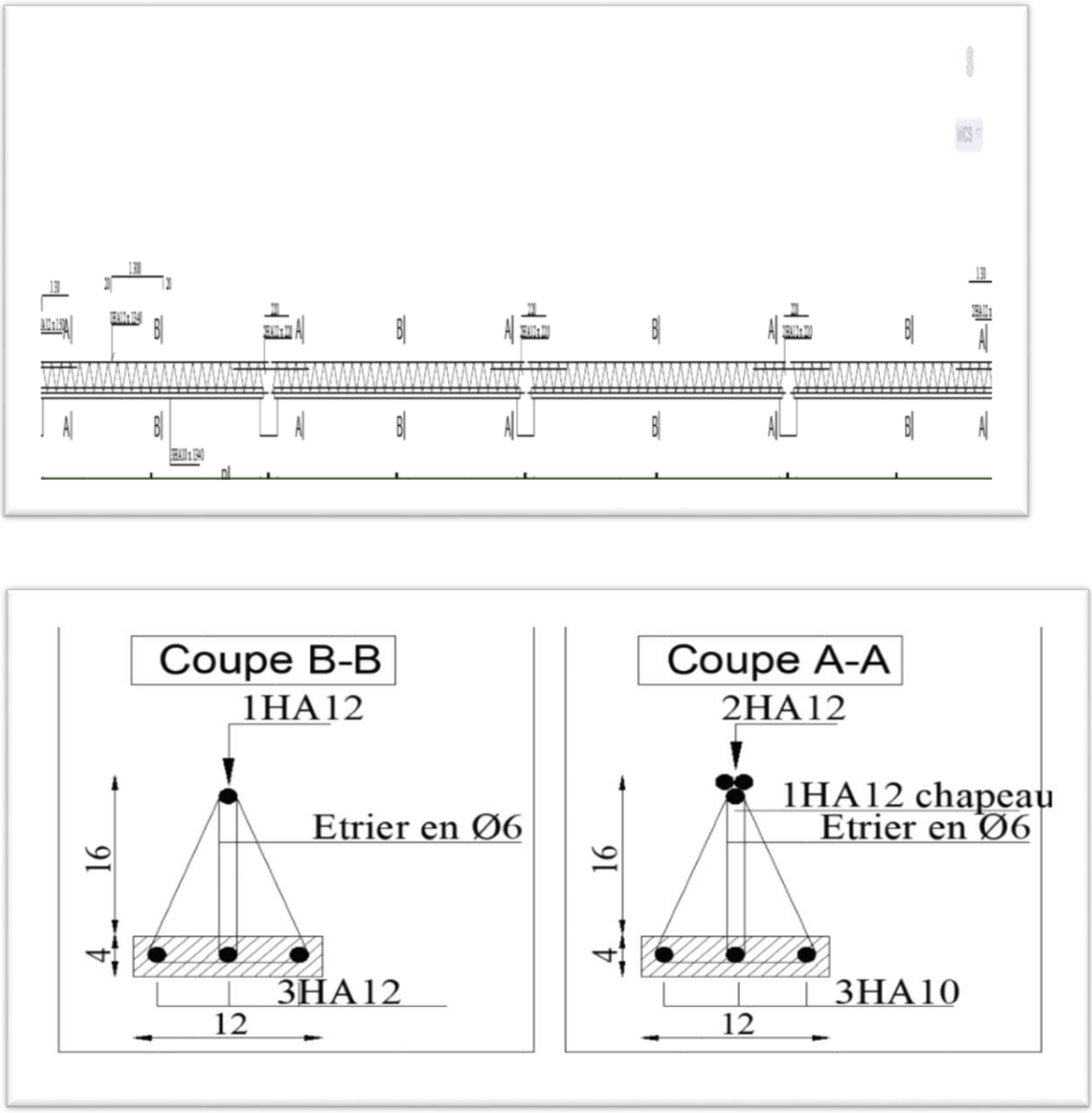


Figure III.19. Ferraillage des poutrelles.

III.4. les escaliers

III.4.1. Introduction

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

III.4.2. Dimensionnement

Pour notre bloc, on à 01 seul type d'escalier (droit à trois volées), le schéma statique d'escalier est comme présenté dans la figure ci-contre :

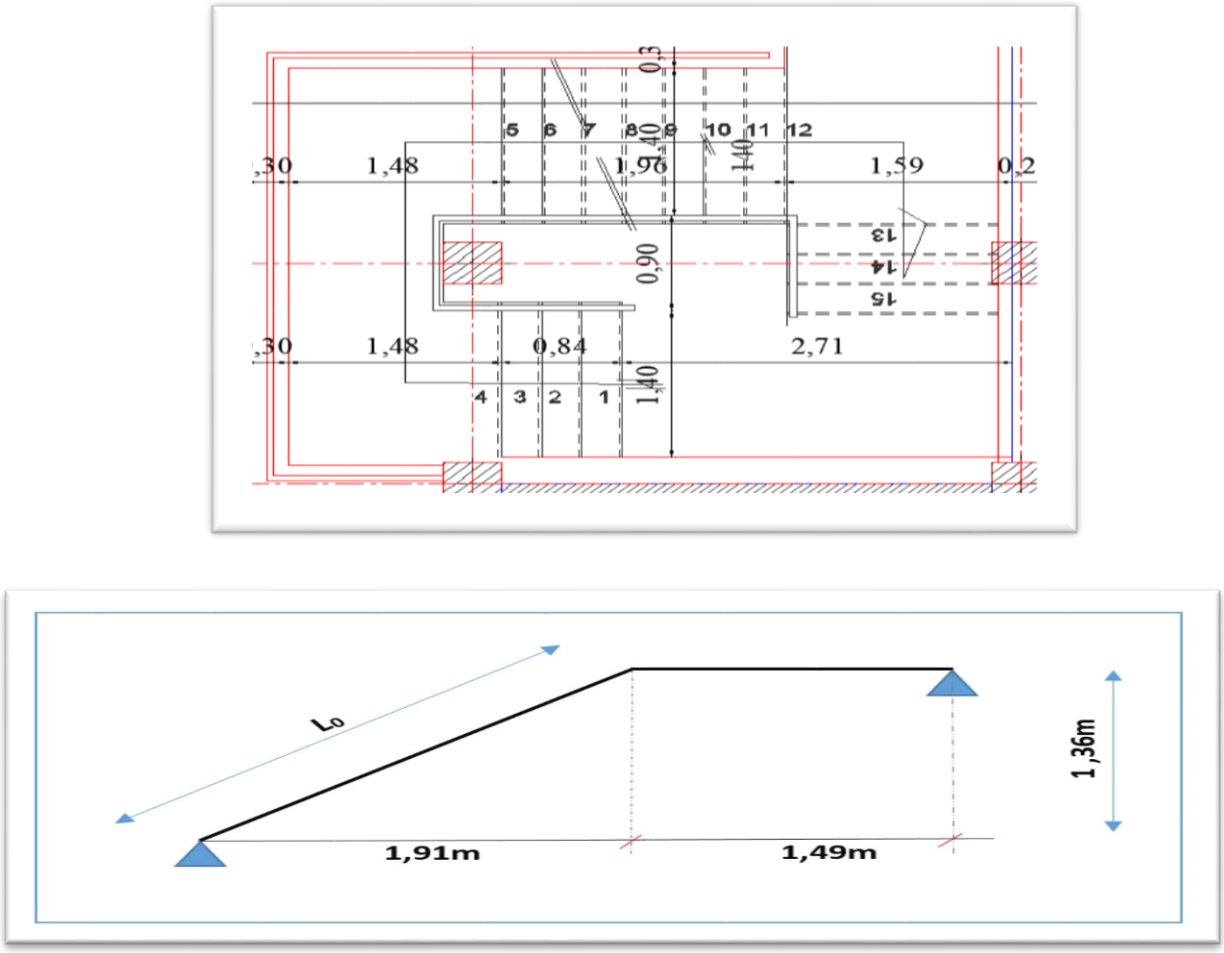


Figure III.20. Dimensions de l'escalier.

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marches égale à 18.
- Hauteur du palier : H = 1.36m (on va traiter la partie qui contient 08 contre marches).
- Hauteur de la contre marche : $h = \frac{306}{18} = 17cm$
- Largeur de la marche : g=30cm.

Détermination de l'épaisseur de l'escalier

$\tan\alpha = \frac{1.36}{1.91} = 0{,}0.712 \rightarrow \alpha = 35.45° \rightarrow \cos\alpha = 0{,}815.$

$L_1 = \sqrt{1.91^2 + 1.36^2} = 2.35\text{m}. \rightarrow L_0 = L_1 + L_2 = 3.84\text{m}.$

$\frac{L_0}{35} \leq e_v \leq \frac{L_0}{30} \leftrightarrow \frac{384}{35} = 10.97cm \leq e_v \leq 11.6cm.$

On propose : **e_v=11cm.**

III.4.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

III.4.3.1. Charges permanentes

Tableau III.24. Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.045		0.500
2	Lit de sable	0.030	18	0.540
3	Poids propre de la marche	0.11 / 2	25	1.375
4	Poids propre de la palliasse	0.11/Cos α	25	3.376
5	Enduite en ciment	0.020	18	0.360
TOTAL				**6.151**

Tableau III.25. Evaluation des charges permanentes du palier de repos.

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.045		0.50
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Poids propre du palier	0.11	25	2.75
4	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**4.15**

III.4.3.2. Charges d'exploitations

- ✓ Usage d'habitation : Q = 2.5 kN/m^2

III.4.3.3. Combinaison des charges

Tableau III.26. Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Pu (kN/ml)	Pser(kN/ml)
Palier	4.150	2,5	9.353	6.650
Paillasse	6.151	2,5	12.05	8.651

III.4.4. Détermination des efforts

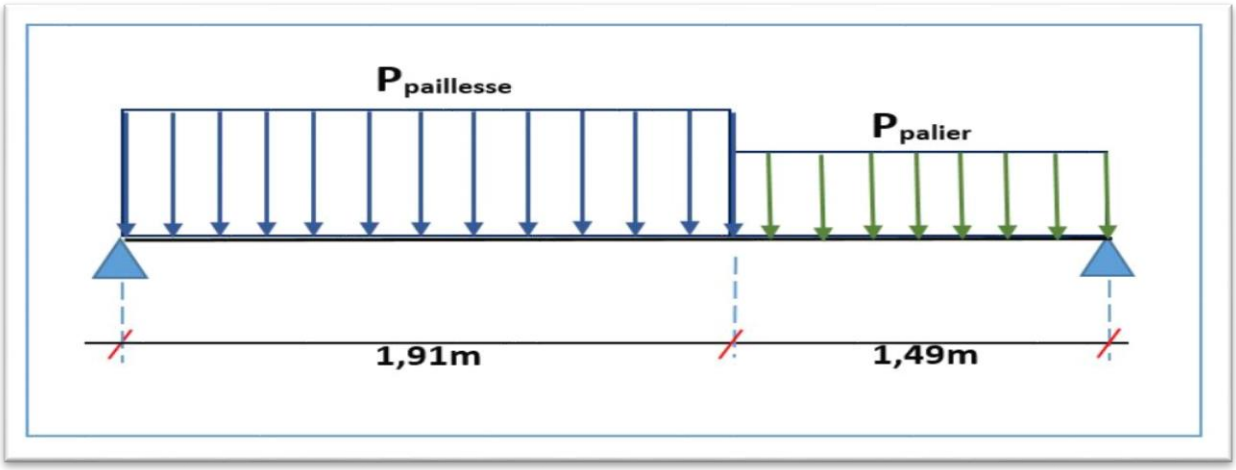


Figure III.21. Schéma statique d'escalier.

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

	V (max)	M_x (kN. m)	M_t (kN. m)	M_a (kN. m)
ELU	19.60	15.95	13.560	-6.380
ELS	-	11.41	9.698	-4.564

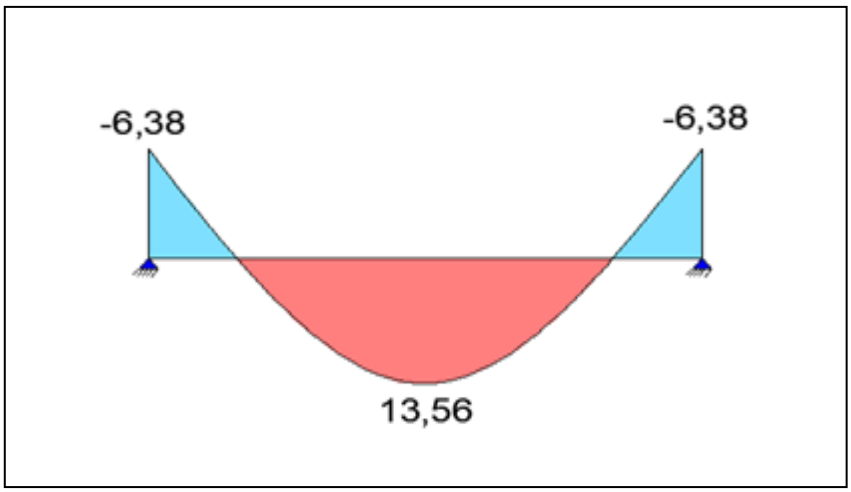


Figure III.22. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

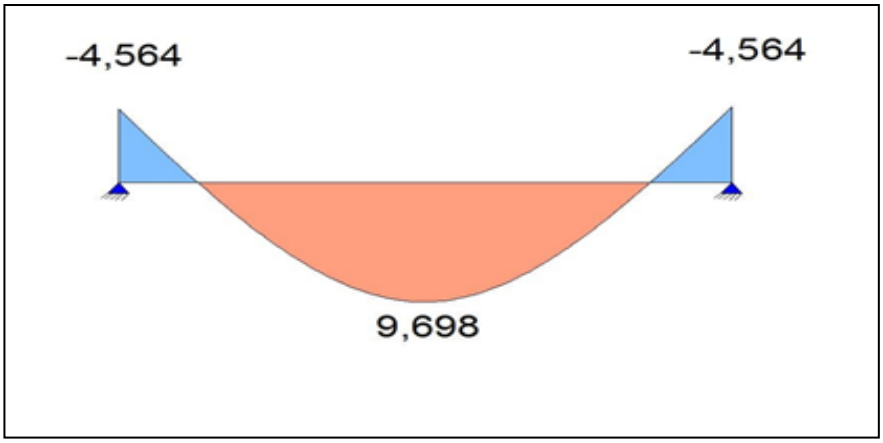


Figure III.23. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

III.4.5. Calcul de ferraillage à l'ELU

III.4.5.1. Armatures longitudinales

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau.III.28.section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

Mu (kN.m)		$A_{calculée}$ (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)		St ≤ $\overline{St}$(cm)	
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**
13.56	-6.380	4.64	2.31	6HA10=4.71	6HA10=4.71	15<33	15<44

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.1\%B$

Tableau III.29.Vérification de la section d'armatures.

	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$
Travée	4.71	0.1% ×(100 × 11)=1.1	**Condition vérifiée**
Appui	4.71	0.1 % ×(100×11)=1.1	**Condition vérifiée**

III.4.5.2. Armatures de répartition

Tableau III.30. Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép}$ = A/4(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$	St≤ $\overline{St}$
Travée	1.18	4HA8=2.01	25	33	**Condition vérifiée**
Appui	1.18	4HA8=2.01	25	44	**Condition vérifiée**

III.4.5.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service

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

Tableau III.31. Vérification des contraintes à ELS.

	A (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Entravée	4.71	9.698	8.256	15	**Condition vérifiée**
En appuis	4.71	-4.564	3.886	15	**Condition vérifiée**

III.4.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.32.Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.

Section	T (kN)	τ(MPa)	$\overline{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
100×11	19.60	0.218	3.33	**Condition vérifiée**

II.4.5.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées

$\frac{h}{L} = 0.029 \leq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M_0} = 0.043$……CV

$\frac{A}{b_0.d} = 0.005 \leq \frac{2}{fe} = 0.005$……CV

Donc la flèche est vérifiée.

III.4.6. Calcul de la console

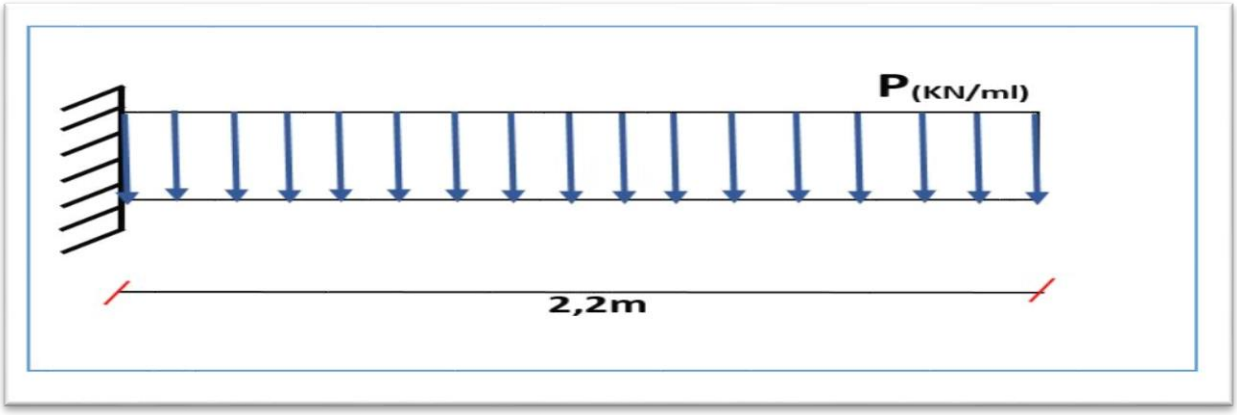


Figure III.24. Schéma statique de la console.

III.4.6.1.Calcul de la console

Elle est pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

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

$0.3h \leq b \leq 0.7h$.

Tableau III.33. Pré dimensionnement de la console.

Condition de résistance	L=220 cm →14.66cm≤h≤22cm. On adopte:**h=30cm**. → 9cm≤b≤21cm. On adopte: **b=30cm.**
Verification selon le RPA 99 (version 2003) Art .7.5	b=30cm≥20cm; h=30cm≥30cm; h/b=1<4.0cm. **Conditions vérifiées.**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.	$\frac{30}{220} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.0625$. **Condition vérifiée.**

III.4.6.1.1. Evaluation des charges

Poids propre de la console

$p_p = 0.3*0.3*25=2.25$ kN/ml

Après les calculs :

Réaction d'escalier : $R_{BELU} = 17.36$ kN ; $R_{BELS} = 12.38$ kN

- ELU : $P_u = 1.35\ (2.25+17.36) = 26.47$kN/ml
- ELS : $P_{ser} = 2.25+12.38 = 14.63$kN/ml.

III.4.6.1.2.Ferraillage de la console

Tableau III.34. Calcul des sections d'acier de la console.

M_u (kN.m)	μ	B	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
64.06	0.192	0.892	**Vérifiée**	0	7.37	0.9	10HA10=7.90

III.4.6.1.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau III.35.Vérification à l'ELS de la console.

A (cm^2)	Mser (kN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
7.90	35.40	11.44	47468.62	8.53	15	**Vérifiée**

III.4.6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$\varphi \leq M[\ h\ /35\ ;\ bo\ /10\ ;\ \emptyset l\ ]$

$At = nt\ .a_t$;n_t=4

$st \leq \overline{s}t = [0{,}9d\ ;\ 40\ cm]$

$S_t \leq \frac{0.9A_t(\frac{fe}{\gamma_s})}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})}$.

Zone nodal : $\overline{St} \leq Min[\frac{h}{4}; 12\varphi_l]$

Tableau III.36.Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T (kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	φ(mm)	A_t (cm^2)	St	$\overline{St}$	ZN
30x30	58.23	0.693	3.33	vérifiée	8	4HA8=2.01	25	25	7

III.4.6.1.5. Vérification de flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées

$\frac{h}{L} = 0.136 \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0} = 0.724$……...CNV

$\frac{A}{b_0.d} = 0.009 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$……CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

$\mathbf{f_{adm}} = \frac{\mathrm{L}}{250}$ si $L \leq 5m$, $\mathbf{f_{adm}} = 0.50\mathrm{cm} + \frac{\mathrm{L}}{1000}siL > 5m$.

Tableau III.37. Récapitulation des résultats de la flèche.

M_t(kN.)	A (cm^2)	y (cm)	P %	σ_s	μ	λ_i	λ_v
35.40	07.90	11.44	0.9	185.25	0.59	2.23	0.89
I_0 (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{vi}(cm^4)**	**L(m)**	**F_i(mm)**	**F_v(mm)**	**Δf**	**$\bar{f}$**
85196.47	40249.33	61198.13	2.2	1.32	2.61	1.29	8.4

$\Delta f \leq \bar{f}$, donc la flèche est vérifiée.

III.4.6.2. Calcul de la poutre palière

Elle est pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

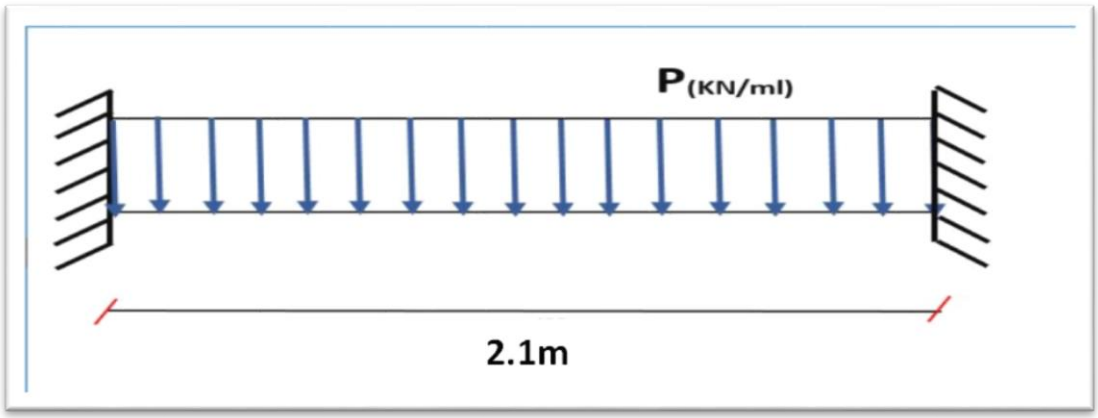


Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière.

Tableau III.38. Pré dimensionnement de la poutre palière.

Condition de résistance	L=170cm → 11.33cm≤h≤17cm. On adopte: h=30cm. →9cm≤b≤21cm. On adopte: b=30cm.
Verification selon le RPA 99 (version 2003) Art .7.5	b=30cm≥20cm; h=30cm≥30cm; h/b=1<4.0cm. **Condition vérifiée.**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.	$\frac{30}{170} = 0.176 > \frac{1}{16} = 0.0625$. **Condition vérifiée.**

III.4.6.2.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre palière

p_p = 0.3*0.3*25=2.25 KN/ml

Après les calculs :

Réaction d'escalier : R_{BELU} = 17.36 kN ; R_{BELS} = 12.38kN

- ELU : P_u = 1.35 (2.25+17.36) = 26.47 kN/ml
- ELS :P_{ser} = 2.25+12.38 = 14.63 kN/ml.

III.4.6.2.2.Ferraillage de la poutre

Tableau III.39. Calcul des sections d'acier de la poutre.

	M_u (kN.m)	μ	B	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	3.19	0.010	0.995	**Vérifiée**	0	0.33	0.9	3HA8=1.50
En appui	-6.37	0.019	0.991	**Vérifiée**	0	0.66	0.9	3HA8=1.50

III.4.6.2.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS

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

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	1.76	2.01	6.56	16682.16	0.69	15	**Vérifiée**
En appuis	3.52	2.01	6.56	16682.16	1.38	15	**Vérifiée**

III.4.6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.41.Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T (kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	∅(mm)	A_t (cm^2)	St	$\overline{St}$	ZN
30x30	22.5	0.268	3.33	**vérifiée**	8	4HA8=2.01	25	25	7

III.4.6.1.5. Vérification de flèche à l'ELS

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

$\frac{h}{L} = 0.176 \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0} = 0.055$……...CV

$\frac{A}{b_0.d} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$……CV

$\frac{h}{L} = 0.176 \geq \frac{1}{16} = 0.063$……CV

La flèche est vérifiée.

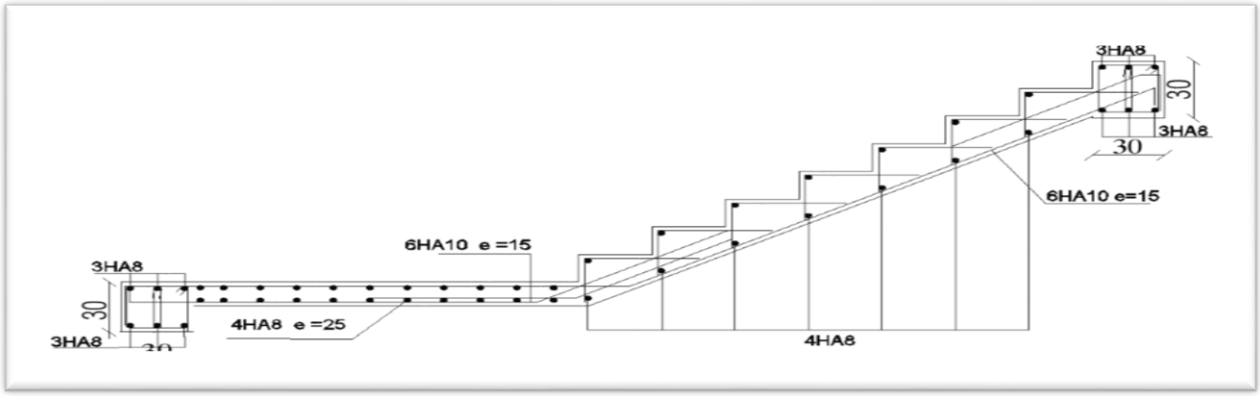


Figure III. 26. Détail de ferraillage d'escalier.

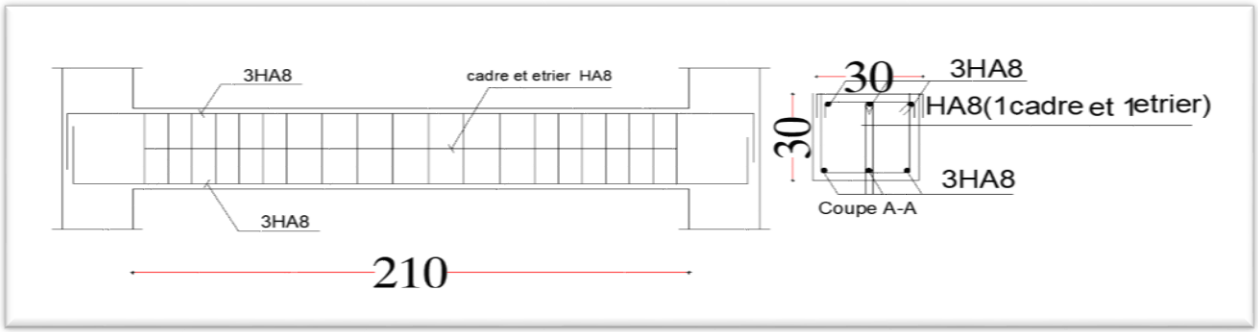


Figure III. 27. Détail de ferraillage de la poutre palière.

III.5. Les dalles pleines

III.5.1. Définition

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

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

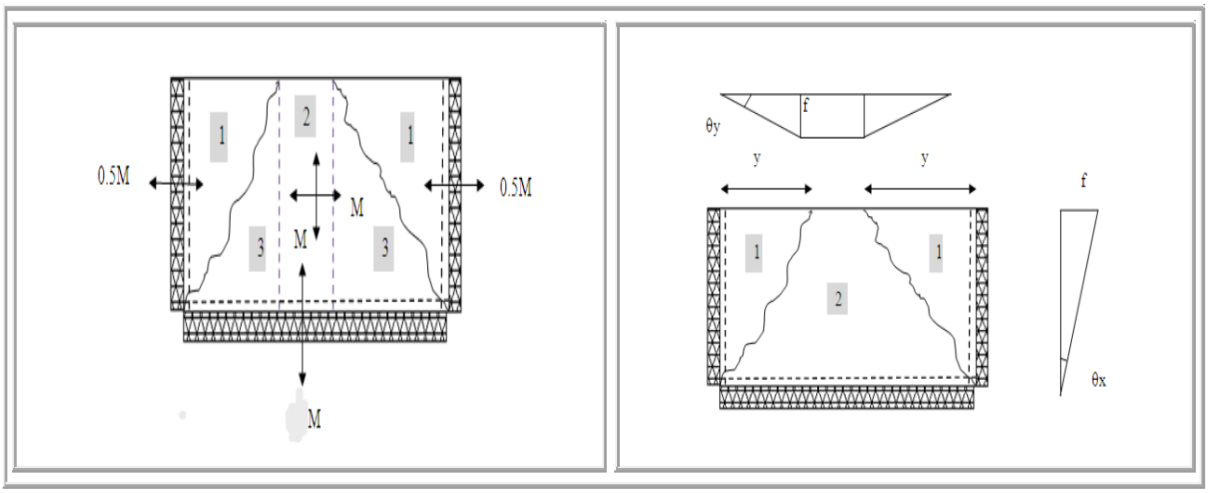


Figure III.28. Les encastrements de la dalle pleine.

III.5.2. Evaluation des sollicitations

Tableau III.42. Evaluations des sollicitations.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	q_u	q_s
Balcon	9.03	3.5	17.44	12.53

Tableau III.43. Les efforts internes.

E.L.U	E.L.S
q_u = 17.44kN	q_s = 12.53 kN
Mu=5.029 kN.m	M ser=16.04 kN.m

III.5.3. Calcul du ferraillage

1) A l'ELU

Tableau III.44.Résultats de ferraillage à ELU.

	M (kN.m)	μ	ß	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A choisi (cm²)	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	$St \leq \overline{St}$ (cm)
En travées	5.029	0.021	0.990	1.12	1.5	**4HA10 = 3.14**	25	33	**Condition vérifiée**
En appuis	2.515	0.011	0.995	0.56	1.5	**4HA10 = 3.14**	25	33	**Condition vérifiée**

Tableau III.45. Armatures de répartition.

	$A_{rép}$(cm²)	A_{choisi} (cm²)	S_t (cm²)	$\overline{S_t}$(cm²)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travées	0.785	**4HA8=2.01**	25	45	**Condition vérifiée**
En appuis	0.785	**4HA8=2.01**	25	45	**Condition vérifiée**

2) A L'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

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

	M (kN.m)	A (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Entravées	16.04	3.14	3.06	5608.74	8.75	15	**Condition vérifiée**
En appuis	8.02	3.14	3.06	5608.74	4.38	15	**Condition vérifiée**

III.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement

Tableau III.47.Vérification de contrainte de cisaillement.

Tu (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
11.16	0.086	1.17	**Condition vérifiée**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5. Vérification de la flèche

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0.094 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{5.029}{20 \ x \ 4.01} = 0.063$ ……………………………………………**CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100 \ x \ 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$...………….....……................................... **CV**

Lorsque les deux conditions sont vérifiées le calcul exact de la flèche n'est pas nécessaire La flèche est vérifiée.

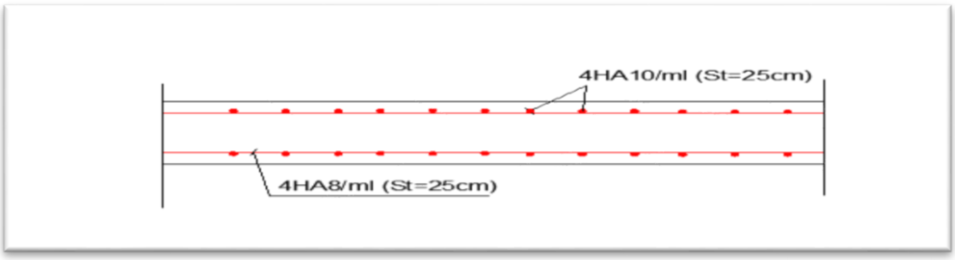


Figure III.29.Détail de ferraillage de la dalle pleine.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction

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

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure

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

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

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

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

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

Avec :

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

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

Avec :

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

  - **Pour les poteaux :** $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
  - **pour les voiles** : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$

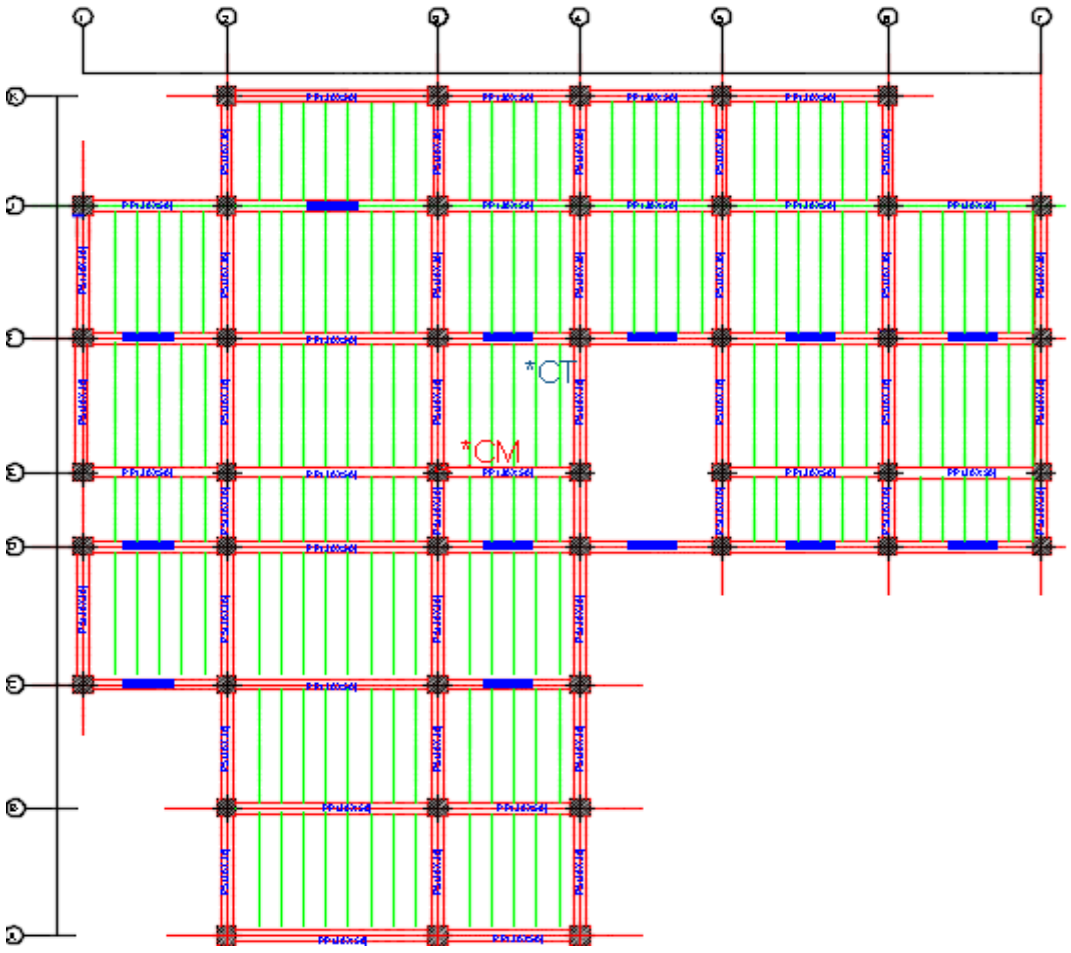


Figure IV.1. La disposition de centre de masse et centre de torsion sans voiles.

IV.3. Proposition de la disposition des voiles des contreventements

► **1ér disposition**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Les Périodes	0.784	0.516	0.439

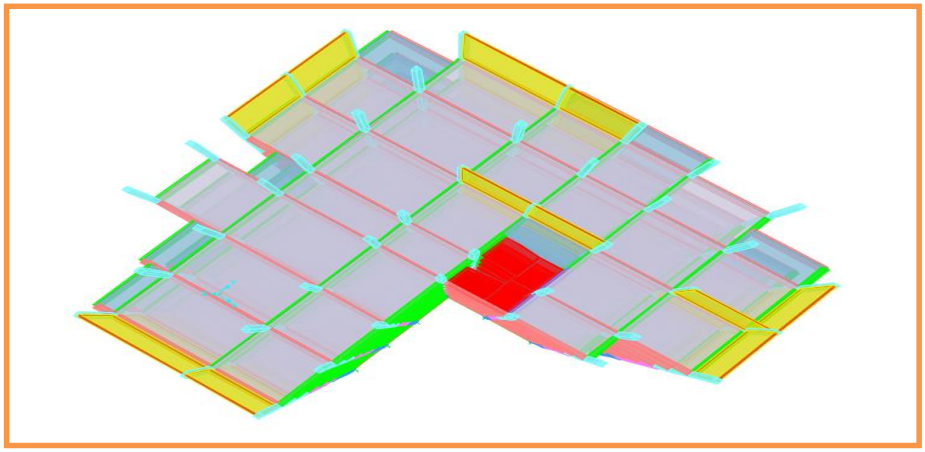


Figure IV.2.1ér disposition des voiles.

► **2éme disposition**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Les Périodes	0.784	0.516	0.439

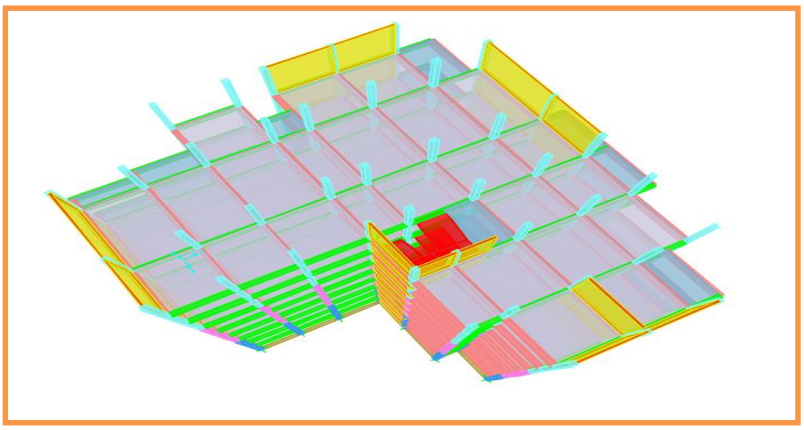


Figure IV.3.2éme disposition des voiles.

***Meilleure Disposition des voiles**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Les Périodes	0.722	0.498	0.422

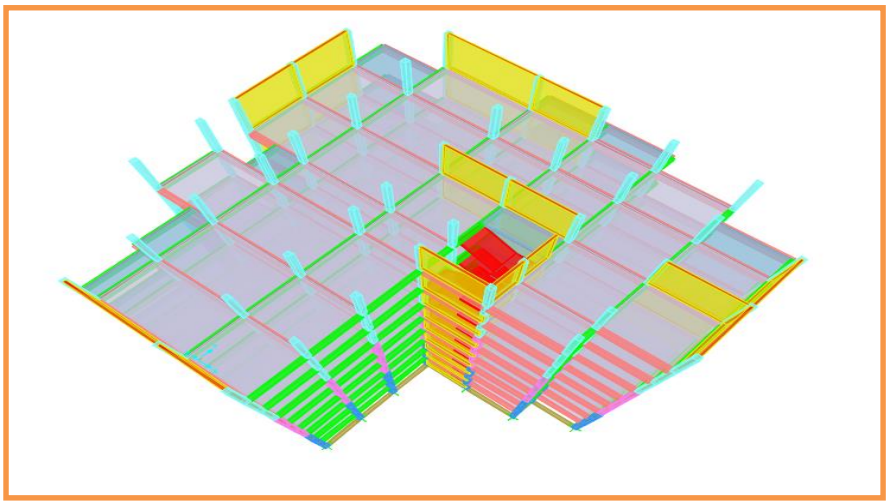


Figure IV.4. Meilleure disposition des voiles.

IV.3.1. Calcul de centre de masse et Rigidité

Tableau IV.1. Calcul du centre de masse.

Niveaux	Poids et centre de Masse			Rigidités et centre de Rigidité			
Diaphragme N°	Poids	XG (m)	YG (m)	∑ kx (N/m)	∑ ky (N/m)	XR (m)	YR
I_ DIAPH_ 3.06	7351.024	11.375	14.331	1.089E+005	5.413E+004	10.215	14.126
H_ DIAPH_ 6.12	7351.024	11.375	14.331	1.089E+005	5.413E+004	10.171	14.247
G_ DIAPH_ 9.18	7235.367	11.375	14.339	1.089E+005	5.413E+004	10.168	14.334
F_ DIAPH_ 12.24	7120.335	11.375	14.348	1.089E+005	5.413E+004	10.185	14.405
E_ DIAPH_ 15.30	7120.335	11.375	14.348	1.089E+005	5.413E+004	10.209	14.468
D_ DIAPH_ 18.36	7020.098	11.375	14.355	1.089E+005	5.413E+004	10.234	14.526
C_ DIAPH_ 21.42	6920.404	11.375	14.363	1.089E+005	5.413E+004	10.261	14.579
B_ DIAPH_ 24.48	6922.924	11.393	140.36	1.089E+005	5.413E+004	10.286	14.628
A_ DIAPH_ 27.54	6893.425	11.281	14.364	1.089E+005	5.413E+004	10.306	14.673

IV.3.1.1. Calcul de centre de masse globale

Tableau IV.2. Calcul du centre de masse total de la structure

	Wi (kN)	**∑ Wi*Xi**	**∑ Wi*Yi**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**
∑	63934.936	726736.51	917923.927	11.37	14.36

IV.3.1.2. Calcul de centre de torsion globale

Tableau IV.3. Calcul du centre de torsion total de la structure

	∑ kx (N/m)	**∑ ky (N/m)**	**∑ kx* Y_i**	**∑ ky* X_i**	**X_T (m)**	**Y_T (m)**
∑	980100	487170	14155475.4	49837060.03	10.23	14.44

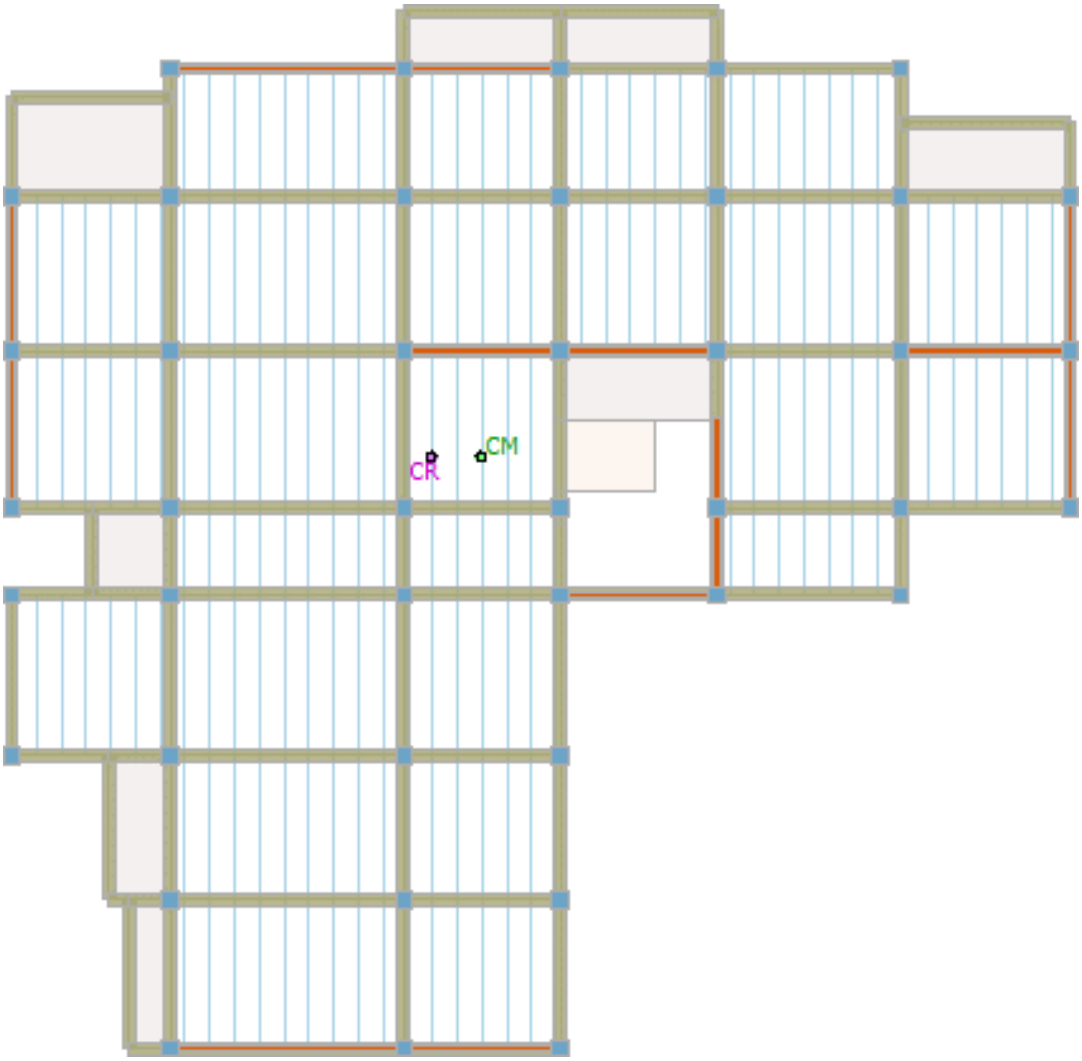


Figure IV.5. La disposition de centre de masse et centre de torsion

IV.3.2. Calcul d'excentricité [Art 3.5.1.a] (1)

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

- **Dimensions du bâtiment**

  Longueur du bâtiment = 25.65m

  Largeur du bâtiment = 23.75 m

IV.3.2.1.Excentricité admissible

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.85 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.65m

IV.3.2.2. Excentricité théorique (statique)

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

Tableau IV.4. Calcul d'excentricité théorique.

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible	
			15% L_x	15% L_y
3.06	1.160	0.205	3.85	3.65
6.12	1.204	0.084	3.85	3.65
9.18	1.207	0.005	3.85	3.65
12.24	1.190	0.057	3.85	3.65
15.30	1.166	0.120	3.85	3.65
18.36	1.141	0.171	3.85	3.65
21.42	1.114	0.216	3.85	3.65
24.48	1.107	0.262	3.85	3.65
27.54	0.975	0.309	3.85	3.65

IV.3.2.3. Excentricité accidentelle

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

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

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

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : L_x= 25.65m donc : E_x=1.253m

Largeur du bâtiment : L_y=23.75m donc : E_y= 1.188 m

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$EX = EX_{thé} + EX_{add}$,

$EY = EY_{thé} + EY_{add}$

Tableau IV.5. Calcul d'excentricité totale suivant la direction X.

Niveau (m)	$EX_{thé}$ (m)	EX_{add} (m)	EX (m)	EX_{adm} (m)	$EX \leq E_{adm}$
3.06	1.160	1.253	2.413	3.85	**Vérifiée**
6.12	1.204	1.253	2.457	3.85	**Vérifiée**
9.18	1.207	1.253	2.46	3.85	**Vérifiée**
12.24	1.190	1.253	2.443	3.85	**Vérifiée**
15.30	1.166	1.253	2.419	3.85	**Vérifiée**
18.36	1.141	1.253	2.394	3.85	**Vérifiée**
21.42	1.114	1.253	2.367	3.85	**Vérifiée**
24.48	1.107	1.253	2.36	3.85	**Vérifiée**
27.54	0.975	1.253	2.228	3.85	**Vérifiée**

Tableau IV.6. Calcul d'excentricité totale suivant la direction Y.

Niveau (m)	$EY_{thé}$ (m)	EY_{add} (m)	EY (m)	EY_{adm} (m)	$EY \leq E_{adm}$
3.06	0.205	1.188	1.393	3.65	**Vérifiée**
6.12	0.084	1.188	1.272	3.65	**Vérifiée**
9.18	0.005	1.188	1.193	3.65	**Vérifiée**
12.24	0.057	1.188	1.245	3.65	**Vérifiée**
15.30	0.120	1.188	1.308	3.65	**Vérifiée**
18.36	0.171	1.188	1.359	3.65	**Vérifiée**
21.42	0.216	1.188	1.404	3.65	**Vérifiée**
24.48	0.262	1.188	1.450	3.65	**Vérifiée**
27.54	0.309	1.188	1.497	3.65	**Vérifiée**

IV.4.Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

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

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente [Art 4.1.2] (1)

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage2, et la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale. Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.21

IV4.3. Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.3.1. Principe

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

IV.4.3.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation par le logiciel d'analyse structurelle:« SAP2000v21.1.0 »la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

Avec :

a) Coefficient d'accélération A : **[Tab.4.1]** (1)

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

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

b) η : Facteur de correction d'amortissement :

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

Selon RPA99v2003, remplissage dense, ξ =7; Donc : **η = 0.882**

c) R : coefficient de comportement : **[Art 3.4.A.4.b]** (1)

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc on prend : **R = 3,5**

- Justification du coefficient de comportement R:

Tableau IV.7. Choix du coefficient de comportement suivant X en %

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz Poteaux (%)**	**Nz Voiles (%)**
DIAPH1_27.54	100	76.27	23.73
DIAPH2_24.48	100	77.31	22.69
DIAPH3_21.42	100	77.31	22.69
DIAPH4_18.36	100	77.31	22.69
DIAPH5_15.30	100	77.31	22.69
DIAPH6_12.24	100	77.31	22.69
DIAPH7_9.18	100	77.31	22.69
DIAPH8_6.12	100	77.31	22.69
DIAPH9_3.06	100	77.31	22.69

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc on prend : **R = 3,5**

d) Q : Facteur de qualité : Q= 1 + $\sum_1^6 P_q$

Tableau IV.8.Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

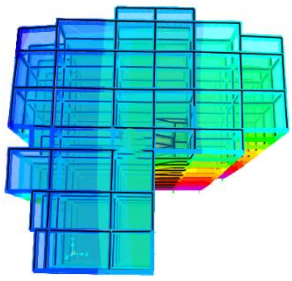
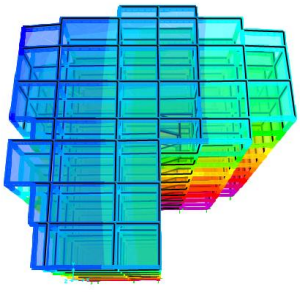
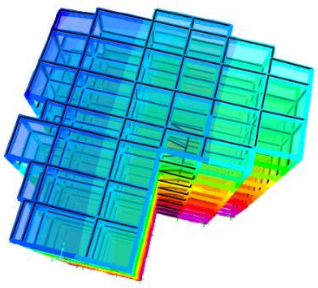
		Suivant X		**Suivant Y**	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	**Conditions minimales sur les files de contreventement**	Non	0.05	Non	0.05
2	**Redondance en plan**	Oui	0	Oui	0
3	**Régularité en plan**	Non	0.05	Non	0.05
4	**Régularité en élévation**	Oui	0	Oui	0
5	**Contrôle de la qualité des matériaux**	Oui	0	Oui	0
6	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	Oui	0	Oui	0
Totale		**0.10**			
Q		**1.10**			

IV.5.Résultats de l'analyse dynamique

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

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

Tableau IV.9. Comportement des trois premiers modes.

Mode	**Mode 1 / T_1= 0,720 s**	**Mode 2 / T_2= 0,4 s**	**Mode 3 / T_3= 0,427s**
	participation massique (%)	participation massique (%)	participation massique (%)
Suivant(X)	0.021	67.232	0.034
Suivant(Y)	66.608	0.038	0.895
Suivant(Z)	0.909	0.060	65.118
Image			
Comportement	**Translation suivant l'axe Y**	**Translation suivant l'axe X**	**Rotation autour l'axe Z**

IV.5.2. Vérification de participation massique

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

Tableau IV.10. Vérification de participation massique**.**

Mode (i)	**Période (s)**	U_x **(%)**	U_y **(%)**	R_z **(%)**	**Cumulée de** U_x**(%)**	**Cumulée de** U_y **(%)**	**Cumulée de** R_z**(%)**
1	0,700	0,021%	**66,608%**	0,909%	0.021	66.608	0.909
2	0,489	**67,23%**	0,038%	0,060%	67.254	66.646	0.969
3	0,422	0,034%	0,895%	**65,118 %**	67.288	67.541	66.088
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
29	0.0852	0.005	0.001	0.023	88.271	88.295	87.899
30	0.0812	0.000	6.001	0.003	88.272	**94.297**	87.802
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
51	0.061	0.329	0.0008	0.036	89.471	94.631	88.425
52	0.060	1.408	0.0046	0.064	**90.879**	94.636	88.489
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
77	0.0475	0.003	0.0015	0.22	94.642	97.305	89.469
78	0.047	0.091	0.05	4.80	94.736	97.352	**94.270**
∑	**7.359**						

Commentaire :

La structure a dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au**30ème**mode suivant l'axe Yet au**52ème**mode suivant l'axe X et au**78ème**mode suivant l'axe Z.

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base

La résultante des forces sismique à la base $E_d$obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 Art 4.2.6).

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_s} > 80\%$

- **Calcul de la force sismique totale :** **[Art 4.2.3]** (1)

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x.}{R}.W \quad ; \quad V_x = \frac{A.D_y.Q_y.}{R}.W$$

Avec :

- ✓ **A :** coefficient d'accélération de zone. **A = 0,25**
- ✓ **D :** facteur d'amplification dynamique moyen.

- Selon RPA version 2003 : **[Art 4.2.3]** (1)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3\,s \\ 2.5\eta\,(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}\,(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

$\boldsymbol{T_2}$ **= 0,3 s**, tableau 4.7 (avec site S_1).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7% tableau 4.2 → η = 0.882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

T_x = 0.489s. ; T_y = 0.508s

Donc: D_x = 1.59 ; D_y = 1.55

*** 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**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + ß_1 W_{Q1}$

β_1= 0.2

Poids de la structure : **W=48557.034KN**

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Vs (kN)	**E_d**	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0.8$
X	6066.16	4900.866	0.807	**Vérifiée**
Y	5913.55	4804.878	0.812	**Vérifiée**

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec : F_{ix} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant Y.

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = X_G \times Wi$

$Mt_y = Y_G \times Wi$

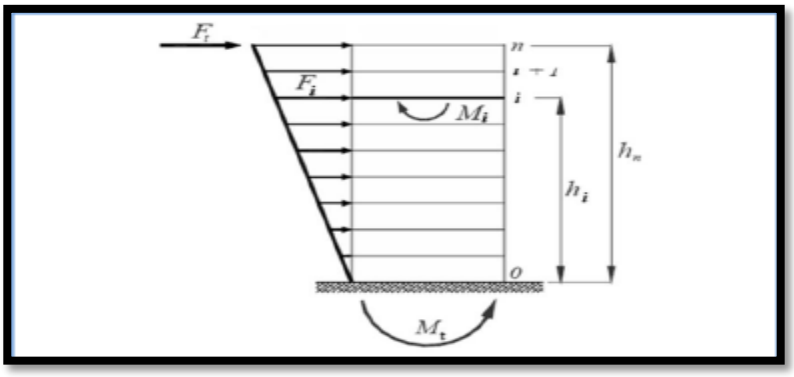


Figure IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques :[Art 4.4.1]** (1)

$$F_i = \left\{ \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right\} . (E_d - F_t)$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T.V \leq 0.25\, V & \text{Si T} \geq 0.7 \text{ s} \\ 0 & \text{Si T} < 0.7\, s \end{cases}$$

On a: T = 0.3 s ≤ 0.7 s → Ft = 0 KN

$$F_{ix} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.E_d \quad , F_{iy} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.E_d$$

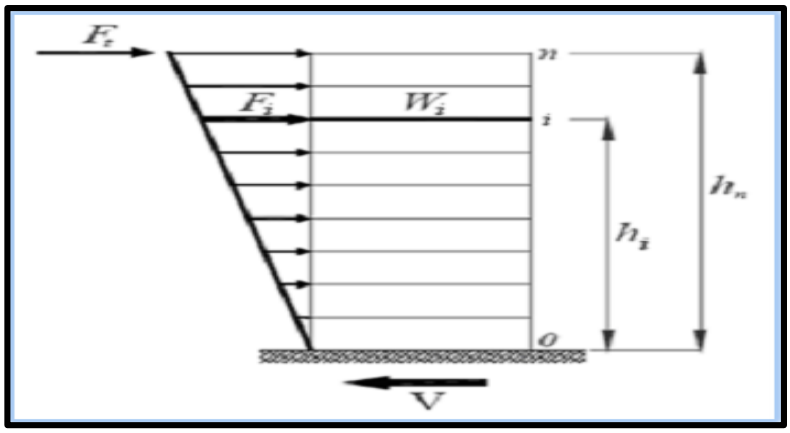


Figure IV.7. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

Tableau IV.12. Calcul du moment de renversement et la forces sismiques selon la hauteur.

hi (m)	Wi (kN)	Wi * hi (kN.m)	Fi_x (kN)	Fi_y (kN)	$M_R x$ (kN.m)	$M_R y$ (kN.m)	MS_x	MS_y
27.54	6893.425	189844.93	1169.47	1146.56	32207.20	31576.26	77764.73	99017.16
24.48	6922.924	169473.18	1043.98	1023.53	25556.63	25056.01	78872.87	99454.73
21.42	6920.404	148235.05	913.15	895.26	19559.67	19176.47	78719.60	99397.76
18.36	7020.098	128888.99	793.97	778.42	14577.29	14291.79	79853.62	100773.51
15.30	7120.335	108941.13	671.09	657.95	10267.68	10066.64	80993.82	102162.57
12.24	7120.335	87152.900	536.87	526.36	6571.289	6442.646	80993.82	102162.57
09.18	7235.367	66420.669	409.16	401.15	3756.089	3682.557	82302.30	103747.93
06.12	7351.024	44988.267	277.13	271.71	1696.036	1662.865	83617.89	105347.52
03.06	7351.024	22494.133	138.57	135.85	424.0242	415.701	83617.89	105347.52
∑		**795579.25**			**114615.9**	**112370.9**	**726736.5**	**917411.27**

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{726736.54}{114615.91} =$ **6.34 ≥1.5**

$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{917411.27}{112370.9} =$ **8.16 ≥1.5**

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

IV.5.5. Vérification des déplacements en tête

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. **[Art B.6.5.3]** (2)

Avec: $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages . δ réel $\leq \delta_{adm}$

Tableau IV.13.Vérification déplacement en tête.

	δ théorique (cm)	**R**	**δ réel (cm)**	**$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$(cm)**	**δ réel $\leq \delta_{adm}$**
δ_x	0.98	3.5	3.43	11.016	**Vérifiée**
δ_y	2.10	3.5	7.35	11.016	**Vérifiée**

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

Avec :δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **[Art 5.10]** (1)

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ_k limite = $0.01h_e$

h_e : La hauteur de l'étage K.

On va vérifier :$(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01h_e$.

Suivant X :

Tableau IV.14. Vérification les déplacements inter étages Sens X

Niveau (m)	h étage (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	Δ_X (cm)	Δ_X adm (cm)	Δx≤ Δadm	ε	lεl	vérification
27,54	3,06	0.98	3.43	0.455	3,06	Vérifiée	0.148	3,5	**Vérifiée**
24,48	3,06	0.85	2.975	0.455	3,06	Vérifiée	0.148	3,5	**Vérifiée**
21,42	3,06	0.72	2.52	0.455	3,06	Vérifiée	0.148	3,5	**Vérifiée**
18,36	3,06	0.59	2.065	0.49	3,06	Vérifiée	0.160	3,5	**Vérifiée**
15,3	3,06	0.45	1.575	0.42	3,06	Vérifiée	0.137	3,5	**Vérifiée**
12,24	3,06	0.33	1.155	0.42	3,06	Vérifiée	0.137	3,5	**Vérifiée**
9,18	3,06	0.21	0.735	0.315	3,06	Vérifiée	0.103	3,5	**Vérifiée**
6,12	3,06	0.12	0.42	0.28	3,06	Vérifiée	0.092	3,5	**Vérifiée**
3,06	3,06	0.04	0.14	0.14	3,06	Vérifiée	0.046	3,5	**Vérifiée**
0	0	0	0	0	0	Vérifiée	0	3,5	**Vérifiée**

Suivant Y :

Tableau IV.15. Vérification les déplacements inter étages Sens Y

Niveau (m)	h étage (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	Δ_y (cm)	Δ_y adm (cm)	Δy≤ Δadm	ε	lεl	vérification
27,54	3,06	2.10	7.35	2.62	3,06	Vérifiée	0.856	3,5	**Vérifiée**
24,48	3,06	1.82	6.37	1.02	3,06	Vérifiée	0.333	3,5	**Vérifiée**
21,42	3,06	1.53	5.35	1.04	3,06	Vérifiée	0.339	3,5	**Vérifiée**
18,36	3,06	1.23	4.31	0.98	3,06	Vérifiée	0.320	3,5	**Vérifiée**
15,3	3,06	0.95	3.33	0.95	3,06	Vérifiée	0.310	3,5	**Vérifiée**
12,24	3,06	0.68	2.38	0.84	3,06	Vérifiée	0.275	3,5	**Vérifiée**
9,18	3,06	0.44	1.54	0.73	3,06	Vérifiée	0.239	3,5	**Vérifiée**
6,12	3,06	0.23	0.81	0.53	3,06	Vérifiée	0.173	3,5	**Vérifiée**
3,06	3,06	0.08	0.28	0.28	3,06	Vérifiée	0.092	3,5	**Vérifiée**
0	0	0	0	0	0	Vérifiée	0	3,5	**Vérifiée**

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

■Les poutres: **[Art A.5.1]** (1)

$$\tau_{MAX} = \frac{T}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{Mpa}\right]$$

Il faut vérifier que : $\tau_{MAX} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.16.Vérification du cisaillement des éléments.

Section	B	h	T (kN)	Combinaison	τ (MPa)	τ adm (MPa)	vérification
PP	30	50	168.67	1.35G+1.5Q	1.25	3.33	**Vérifiée**
PS	30	30	98.428	1.35G+1.5Q	1.22	3.33	**Vérifiée**
P Palier	30	30	6.69	1.35G+1.5Q	0.08	3.33	**Vérifiée**
Longrine	30	30	16.75	1.35G+1.5Q	0.20	3.33	**Vérifiée**

Commentaire **:**

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

- **Les poteaux:**

D'appris (RPA2003 « Art 3.4.b »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

$$\bar{\tau} = \rho \times f_{c28} \quad ro = \begin{cases} 0.075 \text{ si} \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si} \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{lf}{i}$$

Tableau IV.17.Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe X

Section	b	h	T (kN)	Combinaison	τ (MPa)	τ adm (MPa)	vérification
Pot40*40	40	40	19.819	1.35G+1.5Q	0.132	1.875	**Vérifiée**
Pot35*35	35	35	22.03	1.35G+1.5Q	0.194	1.875	**Vérifiée**
Pot30*30	30	30	20.151	1.35G+1.5Q	0.244	1.875	**Vérifiée**

Tableau IV.18.Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe Y

Section	b	h	T (kN)	Combinaison	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	vérification
Pot40*40	40	40	19.819	1.35G+1.5Q	0.132	1.875	**Vérifiée**
Pot35*35	35	35	22.30	1.35G+1.5Q	0.196	1.875	**Vérifiée**
Pot30*30	30	30	20.151	1.35G+1.5Q	0.244	1.875	**Vérifiée**

Commentaire **:**

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

- **Les voiles**

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

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

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

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

Tableau IV.19.Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Voile	B (cm)	L(m)	$\lvert V_u \rvert$(KN/ml)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	15	6.25	492.65	1.35G+1.5Q	0.90	5	**Vérifiée**
V2	15	4.40	343.69	1.35G+1.5Q	0.94	5	**Vérifiée**
V3	15	4.40	571.11	1.35G+1.5Q	1.56	5	**Vérifiée**
V4	15	4.40	722.91	1.35G+1.5Q	1.97	5	**Vérifiée**
V5	15	4.40	634.71	1.35G+1.5Q	1.73	5	**Vérifiée**
V6	15	4.70	490.64	1.35G+1.5Q	1.24	5	**Vérifiée**
V7	15	6.25	509.19	1.35G+1.5Q	0.94	5	**Vérifiée**
V8	15	4.40	540.80	1.35G+1.5Q	1.48	5	**Vérifiée**

Tableau IV.20.Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Voile	b (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(KN/ml)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
VA	15	4.40	390.85	1.35G+1.5Q	1.07	5	**Vérifiée**
VB	15	4.35	480.15	1.35G+1.5Q	1.33	5	**Vérifiée**
VC	15	2.70	522.73	1.35G+1.5Q	2.58	5	**Vérifiée**
VD	15	2.80	594.04	1.35G+1.5Q	2.80	5	**Vérifiée**
VE	15	4.40	426.54	1.35G+1.5Q	1.16	5	**Vérifiée**
VF	15	4.35	596.97	1.35G+1.5Q	1.65	5	**Vérifiée**

IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base [Art 7.1.3.3] (1)

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Les nouvelles sections :

Tableau IV.21. Les nouvelles sections.

NIVEAU	Section	
	b (cm)	h (cm)
6eme, 7eme et 8emeétages	40	40
3éme, 4éme et 5éme étages	45	45
S-Sol, RDC, 1eret2émeétages	50	50

La Vérification :

Tableau IV.22. Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm^2)	Combinaison	f_{c28} (MPa)	γ (MPa)	γ adm	Vérification
Pot –X-	50	50	1527.882	230400	G+Q+Edx	25	0.27	0.3	**Vérifiée**
Pot –Y-	50	50	1527.882	230400	G +Q +Edy	25	0.27	0.3	**Vérifiée**

IV.5.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si : $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si : $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.23 : Vérification de l'effet P-Δ

h_k (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	Vkx (kN)	Vky (kN)	Hk (cm)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0.10$
27.54	6893,29	0.55	0.09	2792.12	2692.88	306	0.004	0.001	**Vérifiée**
24.48	6918,40	0.30	0.08	2490.92	2402.39	306	0.003	0.001	**Vérifiée**
21.42	6911,04	0.86	0.10	2177.24	2099.86	306	0.009	0.001	**Vérifiée**
18.36	7010,68	0.58	0.09	1893.11	1825.82	306	0.007	0.001	**Vérifiée**
15.3	7110,90	0.52	0.10	1652.44	1593.71	306	0.007	0.001	**Vérifiée**
12.24	7110,90	0.49	0.06	1280.12	1234.62	306	0.009	0.001	**Vérifiée**
9.18	7226,23	0.43	0.06	975.66	940.98	306	0.010	0.002	**Vérifiée**
6.12	7341,85	0.31	0.03	660.85	637.36	306	0.011	0.001	**Vérifiée**
3.06	7341,85	0.18	0.03	330.42	318.68	306	0.013	0.002	**Vérifiée**

IV.6.Conclusion

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

- **Les Poutres :**

Poutres principales (30x50) cm^2

Poutres secondaires (30x30) cm^2

- **Les poteaux :**

Pour ($8^{éme}$, $7^{éme}$ et $6^{éme}$) étages : (40x40) cm^2.

Pour ($5^{éme}$, $4^{éme}$ et $3^{éme}$) étages : (45x45) cm^2.

Pour ($1^{éme}$, $2^{éme}$, S-S et RDC) étages : (50x50) cm^2.

- **L'épaisseur du voile :**

Ep=15cm.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA 99 version 2003 utilisant leurs combinaisons.

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 :
  - **E.L.U :** 1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - **E.L.S :** G + Q

- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres

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 et secondaires).

V.2.1.Calcul de ferraillage à L'ELU

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les tableaux suivants :

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

Les éléments	M (kN.m)	Barre	combinaison	A (cm^2)	A_{minCBA} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PP (50*30)	M_t=77.27	1231	1.35G+1.5Q	5.17	7.5	3HA14+2HA14=7.70
	M_a=-151.49	1244	1.35G+1.5Q	10.72	7.5	3HA16+3HA16=12.06
	M_a=20.25	1232	G+ Q+ Edx	1.85	7.5	

Tableau V.2. La section calculée et choisie d'armatures des poutres secondaires.

Les éléments	M (kN.m)	Barre	combinaison	A (cm^2)	A_{minCBA}	$A_{choisie}$ (cm^2)
PS (30*30)	M_a=-31.03	1261	G +Q + Edy	3.48	4.5	3HA14=4.6
	M_a=18.55	1211	G +Q + Edy	2.04	4.5	3HA14=4.6

V.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous M_{ser} :

$$\begin{cases} \sigma_b = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) y \\ \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ fc28 = 15\ \text{MPa} \end{cases}$$ Et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

On considère que la fissuration est préjudiciable,

$$\begin{cases} \sigma_s = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) 15(d-y) \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63\ \text{MPa} \end{cases}$$ Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

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

Les éléments	position	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PP (50*30)	Travée	56.584	4.53	15	CV	54.32	201.63	Vérifiée
	Appui	-110.87	8.86		CV	106.43		
	Appui	20.25	1.62		CV	19.44		
PS (30*30)	Appui	-31.03	4.43	15	CV	82.75	201.63	Vérifiée
	Appui	18.55	6.89		CV	49.46		

V.2.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d}$

Tableau V.4.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutres	Vu (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP (50*30)	153.904	1.14	2.5	Vérifiée
PS (30*30)	87.438	1.079	2.5	Vérifiée

V.2.4. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE400.

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

$\emptyset_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10};\emptyset_l\right]$ **selon leCBA93 :[ArtA.6.4.2]**

D'après RPA 99 : $\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\,b \\ S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} \text{ et } 12\varphi\right) \quad : Zone\ nodale : \\ S' \leq \frac{h}{2} : Zone\ courant \end{cases}$ **[Art 7.5.2.2]**

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.k)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$

Tableau V.5. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		A_t **choisie (cm²)**	**CBA 93**	**RPA 99**		S_t **adopté (cm)**	
Section	τ_u **(MPa)**		S_t **(cm)**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**
PP (50*30)	1.14	**4Ø8 = 2.01**	40	9.6	25	9.6	25
PP (30*30)	1.079	**4Ø8 = 2.01**	24	9.6	15	9.6	15

V.2.5.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes : $\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$

Avec : $M_t = K \times M_0$; K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

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

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (50*30)	0.88	0.063	**Vérifiée**	0.88	0.075	**Vérifiée**	0.0042	0.011	**Vérifiée**
PS (30*30)	0.769	0.063	**Vérifiée**	0.769	0.075	**Vérifiée**	0.0057	0.011	**Vérifiée**

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

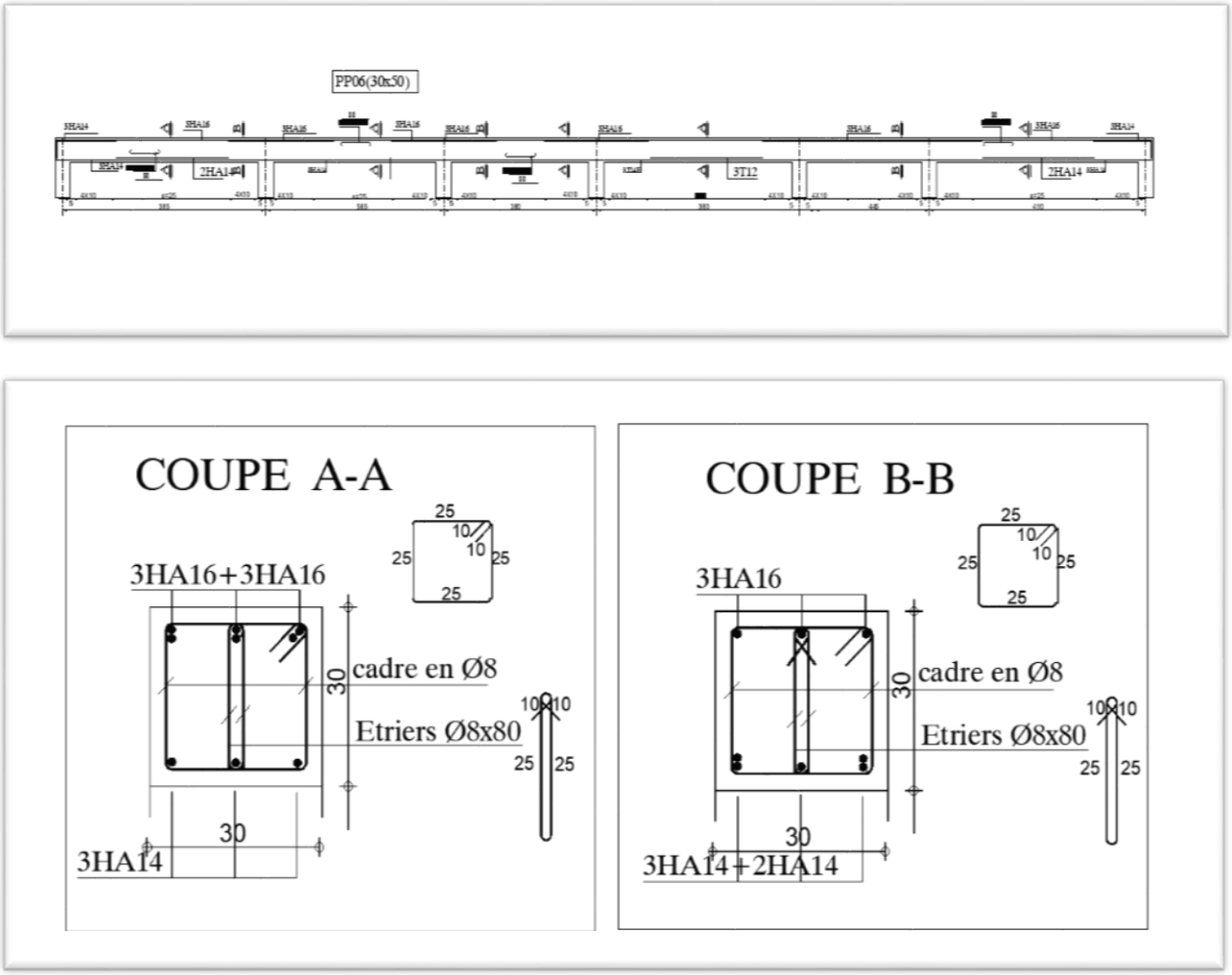


Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales (30x50).

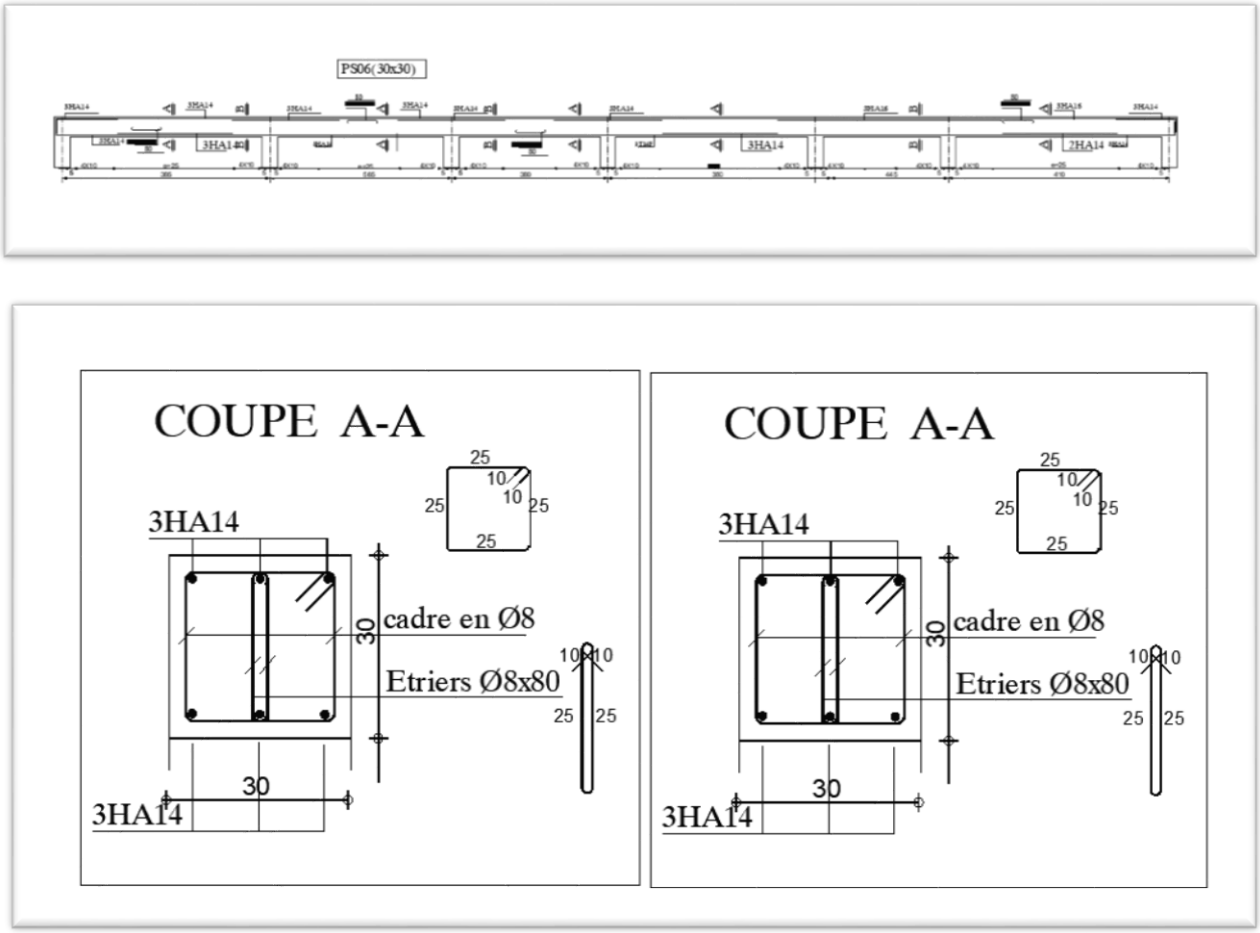


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires (30*30).

Tableau V.7.Vérification de section d'armatures.

Les éléments	**$A_{total\ appui}$ (cm^2)**	**$A_{total\ travée}$ (cm^2)**	**$A_{min\ RPA}$**	**Vérification**
PP 50*30	3HA16+3HA16+3HA14 =16.68	5HA14+3HA16 =13.73	7.5	**Condition vérifiée**
PS30*30	3HA14+3HA14 =9.24	3HA14+3HA14 =9.24	4.5	**Condition vérifiée**

V.3.Ferraillage des poteaux

V.3.1. Introduction

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. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

- **Selon le CBA 93 :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4cm^2 \text{ pour un metre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 0.5\% \qquad B: \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

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

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**(1)

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

  $0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\%$ En zone courante.

  $0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser **:** 20cm en zone III.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

  h_e **:** La hauteur d'étage.
- La Zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h.

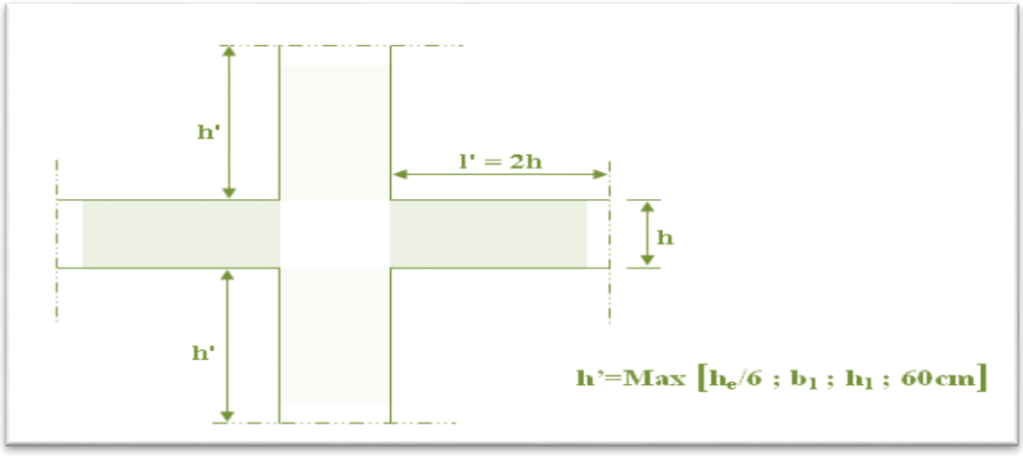


Figure V.3. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

V.3.1.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage

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

- N_{max} et $M_{x\ correspondant}$ et $M_{ycorrespondant}$.
- N_{min} et $M_{x\ correspondant}$ et $M_{ycorrespondant}$.
- M_{xmax} et $M_{\ ycorrespondant}$ et $N_{correspondant}$.
- M_{ymax} et $M_{\ xcorrespondant}$ et $N_{correspondant}$.

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

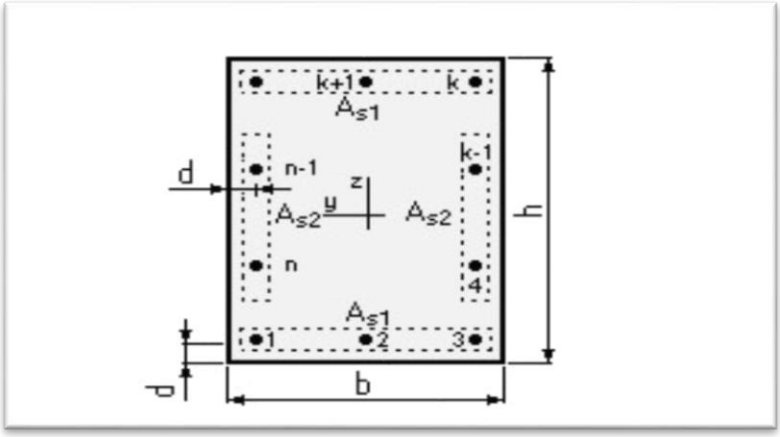


Figure V.4. La section des poteaux.

Tableau V.8.La section d'armatures des poteaux.

Dim	Cas	Barre - Etage	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	A_{total} (cm^2)	A_{min}	$A_{choisie}$
50x50	Nmax → Mcorr 1.35G+1.5Q	124-RDC	-2091.9	03.45	-10.26	30.07	22.50	8HA20+4HA16 =33.17cm^2
	Nmin → Mcorr 0.8G+Edx	252-2eme	-159.34	04.02	-01.23	4.58		
	Mxmax →Ncorr G+Q+Edx	98-1er	-728.46	26.86	12.66	10.49		
	Mymax →Ncorr G+Q+Edy	1845-2eme	-1142.9	-05.23	29.91	16.43		
45x45	Nmax → Mcorr 1.35G+1.5Q	127-3eme	-1364.5	07.06	-33.51	19.62	18.23	8HA16+4HA14 =20.36cm^2
	Nmin → Mcorr 0.8G+Edx	255-5eme	-70.552	05.05	-1.052	1.02		
	Mxmax →Ncorr G+Q+Edx	100-3eme	-491.39	18.33	15.38	7.08		
	Mymax →Ncorr G+Q+Edy	84-5eme	-185.97	-03.22	37.20	2.70		
40x40	Nmax → Mcorr 1.35G+1.5Q	1849-6eme	-694.07	07.05	-34.71	9.98	14.40	8HA12+4HA14 =15.21cm^2
	Nmin → Mcorr 0.8G+Edx	258-8eme	-05.356	07.80	-0.799	0.08		
	Mxmax →Ncorr G+Q+Edx	321-8eme	-124.86	20.05	11.61	1.81		
	Mymax →Ncorr G+Q+Edy	87-8eme	-44.48	-02.60	46.87	0.68		

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

Tableau V.9.Vérification des contraintes normales des poteaux.

Dim	Cas	Barre - Etage	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
50x50	Nmax→Mcorr	124-RDC	-1527.8	02.50	-07.71	4.8	15	71.4	201.6	**Vérifiée**
	Nmin →Mcorr	252-2eme	-209.61	05.46	-01.78	0.9	15	12.4	201.6	**Vérifiée**
	Mxmax→Ncorr	98-1er	-728.46	26.86	12.66	3.5	15	48.0	201.6	**Vérifiée**
	Mymax→Ncorr	1845-2eme	-1142.9	-05.23	29.91	4.5	15	63.9	201.6	**Vérifiée**
45x45	Nmax → Mcorr	127-3eme	-996.91	5.147	-24.28	5.1	15	71.9	201.6	**Vérifiée**
	Nmin → Mcorr	255-5eme	-92.989	06.99	-01.47	0.8	15	10.0	201.6	**Vérifiée**
	Mxmax →Ncorr	100-3eme	-491.39	18.33	15.38	3.4	15	46.2	201.6	**Vérifiée**
	Mymax →Ncorr	84-5eme	-185.97	-03.22	37.20	2.9	15	23.3	201.6	**Vérifiée**
40x40	Nmax → Mcorr	1849-6eme	-507.68	05.15	-25.18	4.6	15	60.7	201.6	**Vérifiée**
	Nmin → Mcorr	258-8eme	-07.360	10.91	-01.12	1.3	15	29.7	201.6	**Vérifiée**
	Mxmax →Ncorr	321-8eme	-124.86	20.05	11.61	3.5	15	34.4	201.6	**Vérifiée**
	Mymax →Ncorr	87-8eme	-44.48	-02.60	46.87	5.1	15	108	201.6	**Vérifiée**

V.3.3. Armatures transversales

Le calcul des armatures transversales des poteaux et leurs espacements se fait suivant les règlements CBA93 et RPA99version2003 (Annexe D).

Tableau V.10 . La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (kN)	λ_g	ρ	S_t(CBA)	Zone	S_t(RPA)	$A_{tchoisie}$ (cm^2)
50x50	21.499	1.24	3.75	23.74	Nodale	10	4HA8=2.01
					Courante	16	4HA8=2.01
45x45	25.554	1.27	3.75	28.54	Nodale	10	4HA8=2.01
					Courante	14	4HA8=2.01
40x40	30.273	1.60	3.75	37.45	Nodale	10	4HA8=2.01
					Courante	12	4HA8=2.01

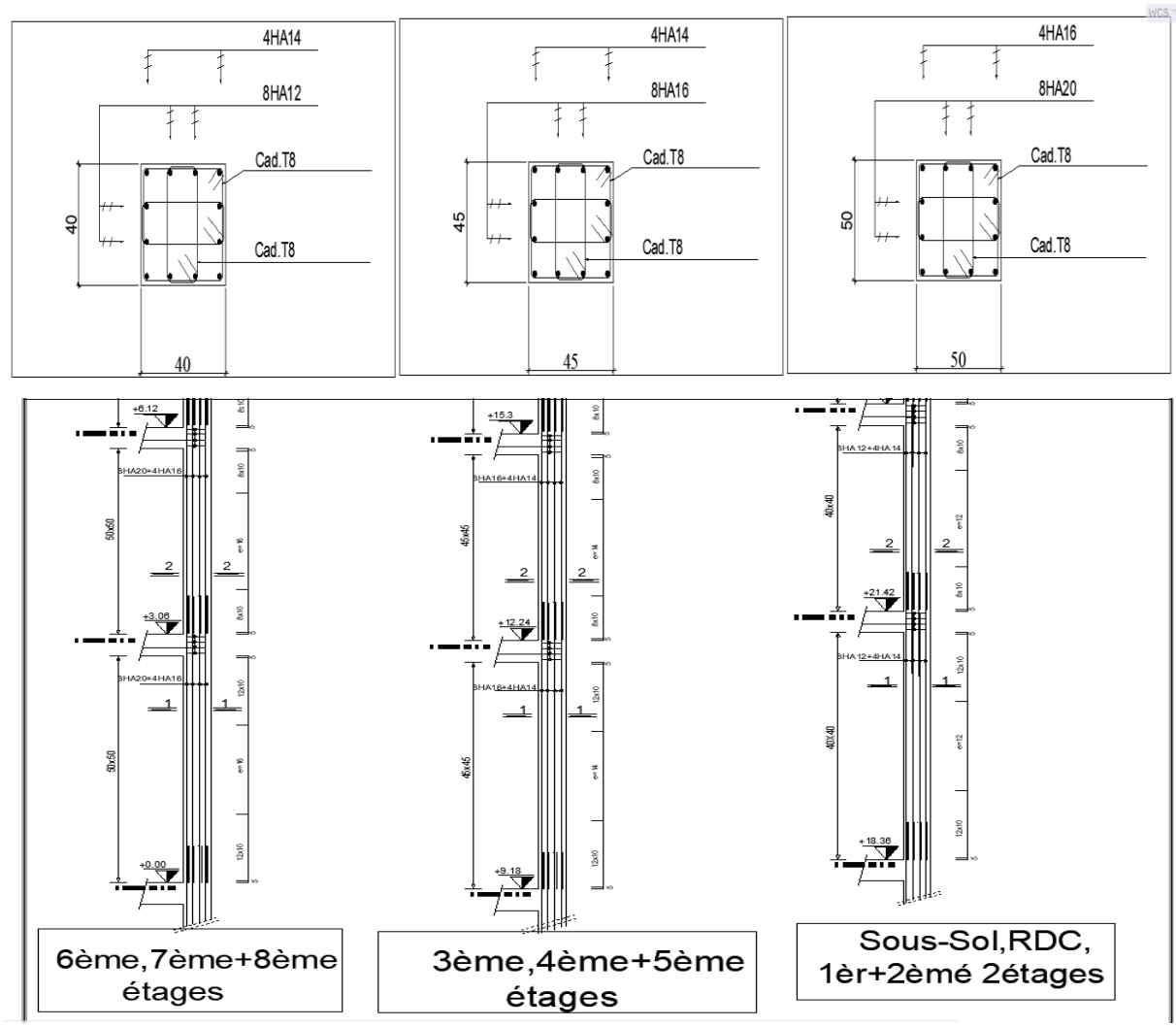


Figure.5. Ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

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

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

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

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

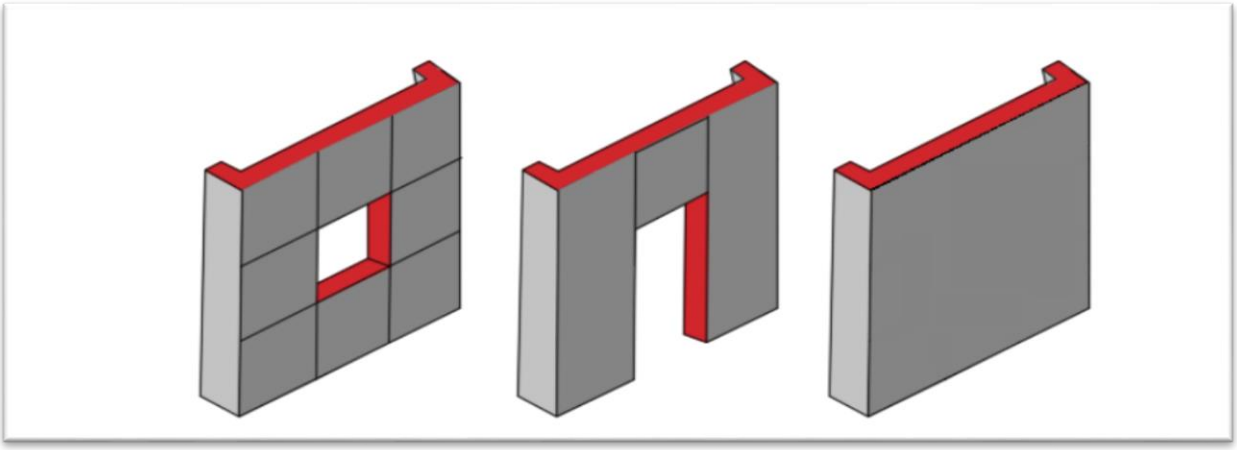


Figure V.6. Types des voiles à ferraillé.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales

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

Section minimales et maximales

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1

A_v=0.2%B_tBt: La section horizontale tendue de voile.

A_v=0.15%BB: La section globale de voile.

A_v=0.1%B_cBc: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4$0.1\% \leq \frac{2\times A_v}{a\times B_t} \leq 0.5\% \rightarrow A_v \geq 0.1\%B_t$

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

Tableau V.11. La section calculée d'armatures verticales des voiles selon $N_{max.}$

Voile	L cm	a cm	L/10 cm	N_{max} (kN/ml)	M_{corr} (kN.m/ml)	Cas	A (cm^2)	A' (cm^2)
V1	625	15	62.5	367.747	53.383	S.P.C	09.38	0
V2	440	15	44.0	261.293	22.508	S.P.C	06.60	0
V3	440	15	44.0	406.539	17.118	S.P.C	06.60	0
V4	440	15	44.0	557.460	16.443	S.P.C	06.60	0
V5	440	15	44.0	508.967	15.633	S.P.C	06.60	0
V6	470	15	47.0	380.748	21.567	S.P.C	07.05	0
VA	440	15	44.0	297.585	-32.102	S.P.C	06.60	0
VB	435	15	43.5	378.887	-30.674	S.P.C	06.53	0
VC	270	15	27.0	340.473	-01.642	S.P.C	04.05	0
VD	280	15	28.0	398.935	-28.706	S.P.C	04.20	0
VF	435	15	43.5	299.704	-17.846	S.P.C	06.53	0

Tableau V.12. La section calculée d'armatures verticales des voiles selon $M_{max.}$

Voile	L cm	a cm	L/10 cm	M_{max} (kN.m/ml)	N_{corr} (kN/ml)	Cas	A (cm^2)	A' (cm^2)
V1	625	15	62.5	27.249	199.036	S.P.C	09.38	0
V2	440	15	44.0	11.515	144.652	S.P.C	06.60	0
V3	440	15	44.0	08.554	212.505	S.P.C	06.60	0
V4	440	15	44.0	08.493	287.708	S.P.C	06.60	0
V5	440	15	44.0	08.057	263.984	S.P.C	06.60	0
V6	470	15	47.0	10.889	201.780	S.P.C	07.05	0
VA	440	15	44.0	-15.937	161.526	S.P.C	06.60	0
VB	435	15	43.5	-15.947	202.030	S.P.C	06.53	0
VC	270	15	27.0	-0.7209	178.907	S.P.C	04.05	0
VD	280	15	28.0	-14.341	207.876	S.P.C	04.20	0
VF	435	15	43.5	-08.373	125.099	S.P.C	06.53	0

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

Voile	A (cm^2)	A' (cm^2)	A choisie (cm^2)	$S_t/2$ (cm)	$A_{courante}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{vglobale}$ (cm^2
V1	09.38	0	2x(6HA10)=09.42	11	2x(22HA10)=34.74	22	53.58
V2	06.60	0	2x(3HA12)=06.78	14	2x(12HA12)=27.14	28	40.70
V3	06.60	0	2x(3HA12)=06.78	14	2x(12HA12)=27.14	28	40.70
V4	06.60	0	2x(3HA12)=06.78	14	2x(12HA12)=27.14	28	40.70
V5	06.60	0	2x(3HA12)=06.78	14	2x(12HA12)=27.14	28	40.70
V6	07.05	0	2x(5HA10)=07.84	10	2x(18HA10)=28.36	20	44.04
VA	06.60	0	2x(3HA12)=06.78	14	2x(12HA12)=27.14	28	40.70
VB	06.53	0	2x(3HA12)=06.78	14.5	2x(12HA12)=27.14	29	40.70
VC	04.05	0	2x(2HA12)=04.52	13.5	2x(08HA12)=18.10	27	27.14
VD	04.20	0	2x(2HA12)=04.52	14	2x(08HA12)=18.10	28	27.14
VF	06.53	0	2x(3HA12)=06.78	14.5	2x(12HA12)=27.14	29	40.70

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

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

Voile	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m/ml)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$; $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
V1	270.045	38.995	0.81	15	60.82	201.63	**Vérifiée**
V2	192.278	16.445	0.39	15	28.55	201.63	**Vérifiée**
V3	297.589	12.482	0.29	15	21.67	201.63	**Vérifiée**
V4	407.603	12.024	0.28	15	20.88	201.63	**Vérifiée**
V5	372.393	11.429	0.27	15	19.85	201.63	**Vérifiée**
V6	301.507	17.005	0.34	15	23.69	201.63	**Vérifiée**
VA	218.580	23.394	0.55	15	40.62	201.63	**Vérifiée**
VB	277.846	23.289	0.54	15	40.45	201.63	**Vérifiée**
VC	249.346	01.185	0.04	15	03.09	201.63	**Vérifiée**
VD	291.941	20.930	0.76	15	54.58	201.63	**Vérifiée**
VF	169.463	12.944	0.31	15	22.48	201.63	**Vérifiée**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} \qquad ; \qquad V_u = 1.4 \times T.$$

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

Voile	b (cm)	d (cm)	T (kN/ml)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
V1	15	562.5	49.608	0.082	5	**Vérifiée**
V2	15	396.0	51.795	0.131	5	**Vérifiée**
V3	15	396.0	79.216	0.187	5	**Vérifiée**
V4	15	396.0	105.77	0.249	5	**Vérifiée**
V5	15	396.0	90.684	0.214	5	**Vérifiée**
V6	15	423.0	74.119	0.163	5	**Vérifiée**
V7	15	562.5	168.61	0.279	5	**Vérifiée**
V8	15	396.0	187.42	0.442	5	**Vérifiée**
VA	15	396.0	42.229	0.099	5	**Vérifiée**
VB	15	391.5	54.289	0.129	5	**Vérifiée**
VC	15	243.0	86.289	0.331	5	**Vérifiée**
VD	15	252.0	96.946	0.359	5	**Vérifiée**
VE	15	396.0	111.12	0.262	5	**Vérifiée**
VF	15	391.5	24.055	0.057	5	**Vérifiée**

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

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

$$A_h = Max\left\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0.15\%.a.h_e\right\}$$

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

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

Voile	T (kN/m)	τ (MPa)	$A_{v\ globale}$ (cm^2)	A_{hcal} (cm^2)	N (kN/ml)	K	S_t (cm)	$A_{h\ choisie}$ (cm^2)
V1	49.608	0.082	53.58	35.72	367.747	0.843	18	2x(12HA14)=36.94
V2	51.795	0.131	40.70	27.13	261.293	0.844	17	2x(12HA14)=36.94
V3	79.216	0.187	40.70	27.13	406.539	0.754	17	2x(12HA14)=36.94
V4	105.77	0.249	40.70	27.13	557.460	0.662	17	2x(12HA14)=36.94
V5	90.684	0.214	40.70	27.13	508.967	0.692	17	2x(12HA14)=36.94
V6	74.119	0.163	44.04	29.36	380.748	0.784	17	2x(12HA14)=36.94
VA	42.229	0.099	40.70	27.13	297.585	0.819	19	2x(12HA14)=36.94
VB	54.289	0.129	40.70	27.13	378.887	0.768	19	2x(12HA14)=36.94
VC	86.289	0.331	27.14	18.09	340.473	0.664	16	2x(12HA14)=36.94
VD	96.946	0.359	27.14	18.09	398.935	1.32	16	2x(12HA14)=36.94
VF	24.055	0.057	40.70	27.13	299.704	1.24	19	2x(12HA14)=36.94

V.4.1.5. Armatures d'attache

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

Verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction/Compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad ,\bar{V} = 1.4 V_u$$

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

On devra disposer :

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

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

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

$$\lambda = \frac{1}{h} \implies \begin{cases} \lambda > 1 \ \ Linteau\ long \\ \lambda < 1\ Linteau\ court \end{cases}$$

Linteaux longs :

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

S :Espacement des cours d'armatures transversales.

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

Z = h - 2d′

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

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + (A_t \times f_e)} \quad ; \quad V = Min(V_1; V_2)$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \quad ; \quad V_2 = 2 \times V_u$$

Avec M_{ci} etM_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau

du portée l_{ij} et calculés par :$M_c = V_1 \times f_e \times Z$

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

a) Aciers diagonales

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

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

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

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

c) Armatures transversales

Pour : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \rightarrow \ \& A_t \geq 0.0015 b \times s.$

Pour : $\tau_b > 0.025 f_{c28} \rightarrow \ A_t \geq 0.0025\ b \times s.$

S:Espasment entre les Cadres

c) Armatures de peau

$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$ Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.17. Choix de la méthode de calcul.

Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (kN/ml)	M (kN.m/ml)	τ_b (MPa)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	Cas
V7	15	120	120	70.894	110.452	0.613	Oui	**Flexion simple**
V8	15	220	120	73.566	72.454	0.347	Oui	**Flexion simple**
VE	15	220	120	50.333	44.909	0.237	Oui	**Flexion simple**

Flexion simple :

Tableau V.18. La section d'armatures des linteaux.

Voile	$A_{calculée}$ cm²			$A_{choisie}$ cm²			
	A_l	A_t	A_c	A_l	S_t (cm)	A_t	A_c
V7	02.70	0.45	03.60	2x(2HA10)=3.14	15	1HA8=0.50	2x (4HA8)=4.02
V8	04.95	0.45	06.60	2x(5HA8)=5.02	15	1HA8=0.50	2x(3HA12)=6.78
VE	04.95	0.45	06.60	2x(5HA8)=5.02	15	1HA8=0.50	2x(3HA12)=6.78

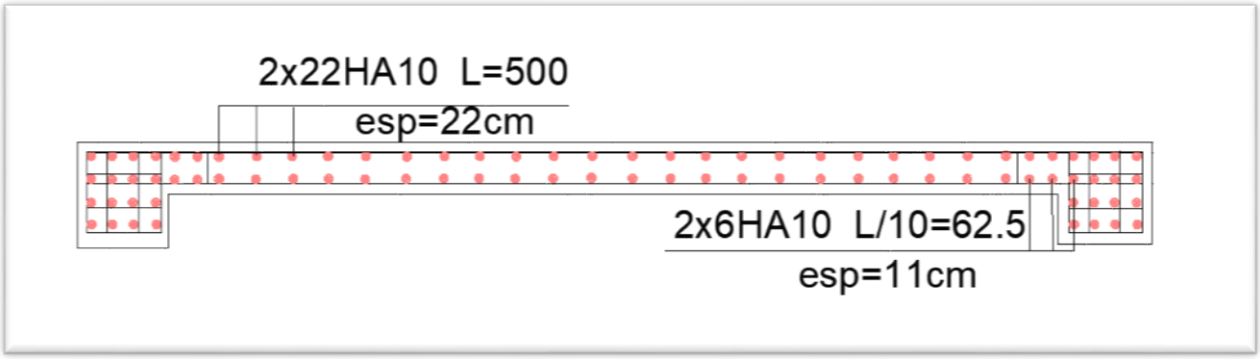


Figure V.7.Détail de ferraillage des voiles.

CHAPITRE VI

Calcul de l’infrastructure

VI.1.Introduction

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

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

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

VI.2.Connaissance du site et du sol

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

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature rocheuse calcaire.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W % = 7,56 %).
- De Moyenne cohésion. (c = 1,00 bars).
- L'angle de frottement est de (φ =50°).
- Le PH est proche de la neutralité. (8,14)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle (0 %).
- Le taux de carbonates est moyen. (42 %).

VI.3 Etude Préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2.00 bar, La profondeur d'ancrage de 2,00 m par rapport au niveau du sol. Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.3.1. Semelle isolé

VI.3.1.1.Dimensionnement des semelles isolées

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

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

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

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

.

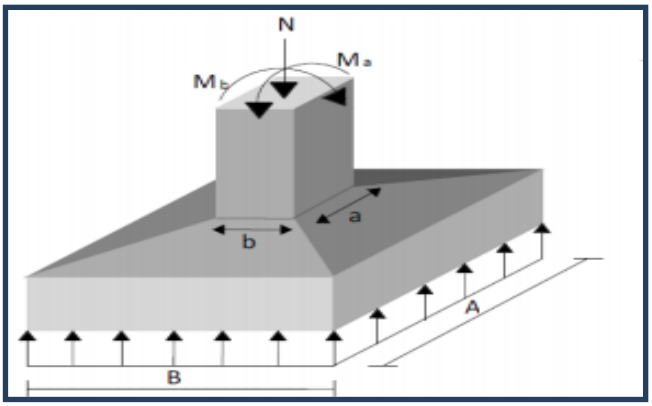


Figure VI.1.Semelle isolée.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à L'ELS.

Semelle	a=b	N_{Ser} (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)	Diagramme	A_{cal} (m)	A_{ch} (m)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)
S1 (b,3)	50	1370.06	-1.62	19.08	**Trapézoïdale**	2.62	2.7	2.62	2.7	60.5	70
S2 (c,3)	50	1469.52	1.61	20.42	**Trapézoïdale**	2.71	2.8	2.71	2.8	63	65
S3 (d,3)	50	1291.46	3.11	19.86	**Trapézoïdale**	2.54	2.6	2.54	2.6	58	60
S4(E,3)	50	1321.46	2.57	17.34	**Trapézoïdale**	2.54	2.6	2.54	2.6	58.5	60
S5(E,4)	50	831.78	3.75	18.48	**Trapézoïdale**	2.04	2.1	2.04	2.1	45.5	50
S6 (f,2)	50	1374	1.96	20.77	**Trapézoïdale**	2.62	2.7	2.62	2.7	60.5	70
S7 (j,3)	50	1320.745	1.14	4.83	**Trapézoïdale**	2.57	2.6	2.57	2.6	58	60
S8 (j,4)	50	1229.427	1.11	-0.47	**Trapézoïdale**	2.48	2.5	2.48	2.5	55.5	60
S9 (j,5)	50	1288.201	0.77	-1.81	**Trapézoïdale**	2.54	2.6	2.54	2.6	58	60

VI.3.1.2.Vérification de chevauchement entre les semelles isolées à L'ELS

Tableau VI.2.Vérification de chevauchement des semelles isolées.

Semelle	L (m)	A_1 (m)	A_2 (m)	$\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5	L ≥ $\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5
S1-S2	3.6	2.7	2.8	4.125	**Non Vérifiée**
S2-S3	4	2.8	2.6	4.1	**Non Vérifiée**
S3-S4	2.2	2.6	2.6	3.9	**Non Vérifiée**
S4-S5	3.9	2.6	2.1	3.53	**Vérifiée**
S7-S8	3.9	2.6	2.5	3.825	**Vérifiée**
S8-S9	3.9	2.5	2.6	3.825	**Vérifiée**

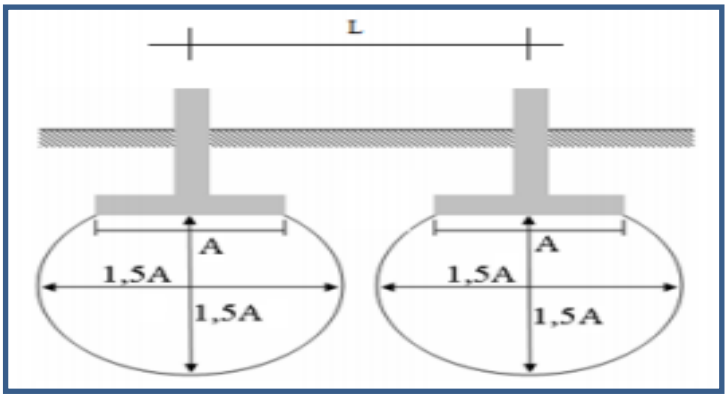


Figure VI.2. Les bulles de pression.

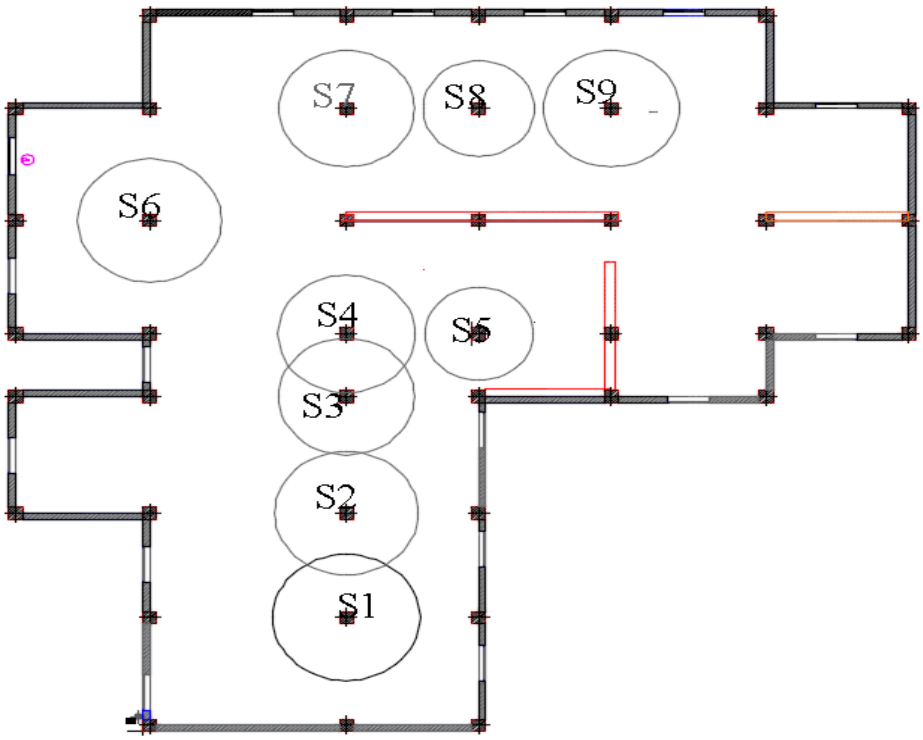


Figure VI.3. Les bulles de pression sous la semelle.

VI.3.1.3.Les Semelle isolée

S5: Ach = 2.1 m; Bch = 2.1 m; hch = 50 cm

S6: Ach = 2.7m; Bch = 2.7 m; hch = 70 cm

S7: Ach = 2.6 m; Bch = 2.6 m; hch = 60 cm

S8: Ach = 2.5 m; Bch = 2.5 m; hch = 60 cm

S9: Ach = 2.6m; Bch = 2.6 m; hch = 60 cm

VI.3.1.4.Vérifications des contraintes

On vérifie $\boldsymbol{\sigma \leq \sigma sol}$; $\boldsymbol{\sigma = \frac{Nser + Psemelle + Premblai}{A \times B}}$

Tableau VI.3.Vérification des contraintes des semelles isolées.

Les Semelle	N_{Ser} (kN)	$P_{Semelle}$ (kN)	$P_{morceaux\ poteau}$	$P_{remblai}$	σ (MPA)	$\sigma \leq \sigma sol$
S5	831.78	55.125	6.25	119.07	0.229	**Non Vérifiée**
S6	1374	127.575	5	170.58	0.23	**Non Vérifiée**
S7	1320.745	101.400	5.625	170.352	0.236	**Non Vérifiée**
S8	1229.427	78.125	5.625	157.5	0.235	**Non Vérifiée**
S9	1288.201	101.4	5.625	170.352	0.231	**Non Vérifiée**

Commentaire :

D'après le tableau VI.3, Je Remarque que la contrainte est supérieure à la contrainte admissible, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2.Semellefilantesousvoileset poteaux :

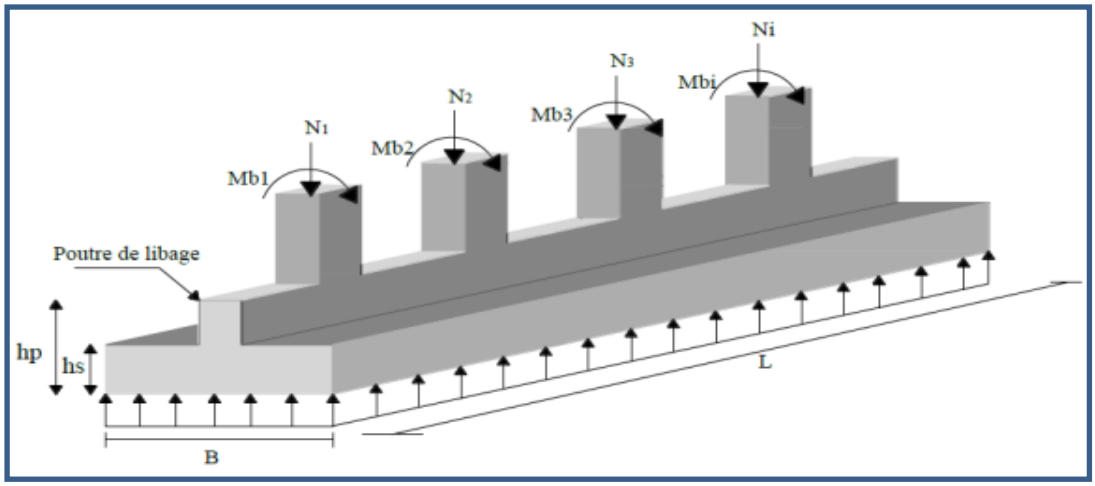


Figure VI.4. Schéma semelle filantes.

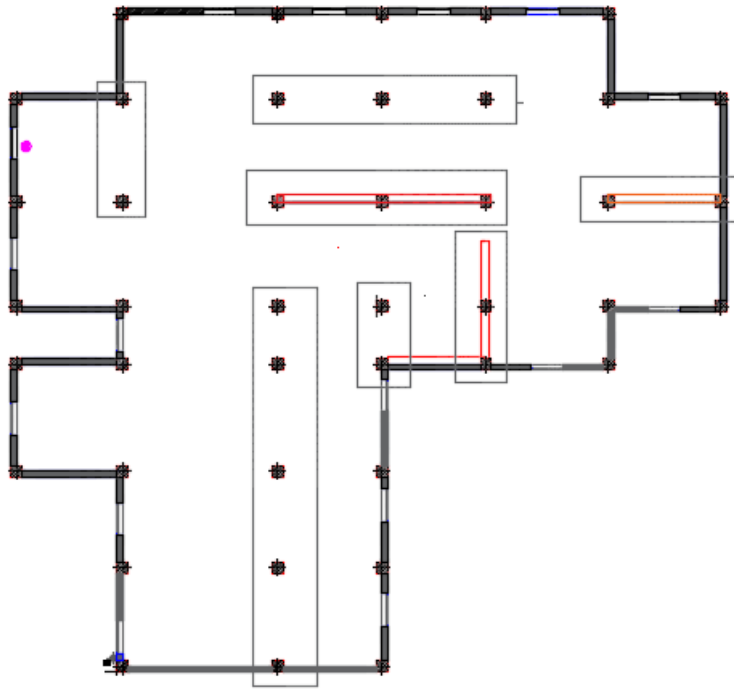


Figure VI.5. Schéma présenté les semelles filantes.

VI.3.2.1.Dimensionnement des Semelle filante sous voiles

Tableau VI.4. Dimensionnement des semelles filantes sous voile.

	Semelle	L (m)	N_{ser} (kN/ml)	M_{corr} (kN.m)	B calcul (m)	B choisie (m)	h_{cal} (cm)	h_{cho} (cm)
X	SFv1	7.8	428.99	12.89	2.23	2.5	55.5	60
	SFv2	4.2	305.013	17.20	1.68	2	43	50
Y	SFv3	4.5	324.058	13.43	1.74	2	43	50

VI.3.2.1.1.Vérifications des contraintes

Tableau VI.5.Vérification des contraintes des semelles.

	Les Semelle	N_{Ser} (kN/ml)	$P_{Semelle}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ (MPa)	$\sigma \leq \sigma sol$
X	SFv1	428.99	37.5	44.55	0.2	**Vérifiée**
	SFv2	305.013	25	37.8	0.18	**Vérifiée**
Y	SFv3	324.058	25	37.8	0.19	**Vérifiée**

VI.3.2.1.2.Vérifications des de la stabilité au renversement

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

$$e_0=\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

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

Les semelles	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	Vérification
SFv1	428.99	12.89	3	2.5	62.5	**Vérifiée**
SFv2	305.013	17.20	5.63	2	50	**Vérifiée**
SFv3	324.058	13.43	4.14	2	50	**Vérifiée**

VI.3.2.1.3.Ferraillage de semelles filantes sous voiles

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

Tableau VI.7. Choix de méthode de calcul.

Les semelles	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0=\frac{Mu}{Nu}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)	La Méthode
SFv1	586.53	17.64	3	13.88	Des bielles
SFv2	416.16	23.57	5.66	11.11	Des bielles
SFv3	442.67	18.44	4.16	11.11	Des bielles

- **Armateurs principales**

Tableau VI.8. Ferraillages des semelles filantes sous voiles.

Les semelles	N_u (kN/ml)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SFv1	586.53	2.5	8.73	8HA12=9.05	12.5
SFv2	416.16	2	6.48	6HA12=6.79	16.66
SFv3	442.67	2	6.76	6HA12=6.79	16.66

- **Les armatures de Répartitions**

Tableau VI.9. Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Les semelles	Ab (cm^2)	B (m)	$A_{Rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SFv1	9.05	2.5	5.66	12HA8=6	20
SFv2	6.79	2	3.39	8HA8=4.02	25
SFv3	6.79	2	3.39	8HA8=4.02	25

VI.3.2.2.Dimensionnement des Semelles filante sous plusieurs poteaux

Tableau VI.10. Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

	Semelle	A (m)	N_{ser} (kN)	M (kN.m)	B_{calcul} (m)	$B_{choisie}$ (m)	h_{cal} (cm)	h_{cho} (cm)
X	SFp1	3.2	1320.745	1.14	2.57	2.6	58	60
Y	SFP2	4.25	1469.523	5.74	2.71	2.8	63	65
	SFP3	2.35	831.781	4.94	2.04	2.1	45.5	50
	SFP4	3.125	1374.001	6.12	2.62	2.7	60.5	65

VI.3.2.2.1Vérifications des contraintes

Tableau VI.11.Vérification des contraintes des semelles.

	Les Semelle	N_{Ser} (kN)	$P_{Semelle}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ (MPa)	$\sigma \leq \sigma sol$
X	SFp1	1320.745	421.2	551.03	0.08	**Vérifiée**
Y	SFP2	1469.523	582.4	672.651	0.076	**Vérifiée**
	SFP3	831.781	136.5	230.472	1.1	**Vérifiée**
	SFP4	1374.001	300.54	344.925	1.09	**Vérifiée**

VI.3.2.2.2.Vérifications des de la stabilité au renversement

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI.12.Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Les semelles	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$(cm)	Vérification
SFp1	1320.745	1.14	0.08	2.6	65	**Vérifiée**
SFP2	1469.523	5.74	0.39	2.8	70	**Vérifiée**
SFP3	831.781	4.94	0.59	2.1	52.5	**Vérifiée**
SFP4	1374.001	6.12	0.45	2.7	67.5	**Vérifiée**

VI.3.2.2.3.Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux.

On vérifiée :

$$Fu \leq \text{FLimite} = 0.045 \cup c.h \frac{fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.13.Vérification de poinçonnement.

La semelle filant	h	F_U	F_{limite}	Vérification
	65	2015.598	2242.5	**Vérifiée**

VI.3.2.2.4.Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux

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

Tableau VI.14. Choix de méthode de calcul.

Les semelles	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_0=\frac{Mu}{Nu}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)	La Méthode
SFp1	1810.80	6.66	0.36	14.44	Des bielles
SFP2	2015.598	7.92	0.39	15.55	Des bielles
SFP3	1141.320	6.8	0.59	11.66	Des bielles
SFP4	1884.152	-8.44	0.44	15	Des bielles

- **Armateurs principales**

Tableau VI.15. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux**.**

Les semelles	N_u (kN)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SFp1	1810.80	2.6	26.12	17HA14=26.18	15
SFP2	2015.598	2.8	29.08	19HA14=29.26	14
SFP3	1141.320	2.1	16.53	11HA14=16.94	19
SFP4	1884.152	2.7	27.2	18HA14=27.72	15

- **Les armatures de Répartitions**

Tableau VI.16. Armature de répartitions des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Les semelles	Ab (cm^2)	B (m)	$A_{Rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
SFp1	27.12	2.6	17.63	12HA14=18.48	17
SFP2	29.38	2.8	20.57	14HA14=21.56	16
SFP3	16.95	2.1	8.89	6HA14=9.23	26
SFP4	28.25	2.7	19.07	14HA14=21.56	15

VI.4.Poutre de libage

VI.4.1.Dimensionnement de la poutre de libage

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

Avec:

$$\ell max \leq \frac{\pi}{2}\ell e \; ; \qquad \ell e = \sqrt[4]{\frac{4\times E\times I}{K\times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille.
- K : Coefficient de réduire du sol (K = $4\times 10^{-2}\ N/mm^2$).

$$h_p=\sqrt[3]{\frac{0.5\times lmax^4\times K}{E}}$$

Tableau VI.17. Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (m)	$h_{p\ adopte}$ (m)
	4.00	0.541	0.7

VI.4.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2 »

$$\boldsymbol{Fu \leq FLimite = 0.045 \cup c.h\ \frac{fcj}{\gamma b}}$$

Tableau VI.18.Vérification de poinçonnement.

Poutre de libage	h (cm)	F_U (kN)	F_{imite} (kN)	Vérification
	70	2015.598	2520	**Condition Vérifiée**

❖ Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.4.3.Vérificationdecisaillement de poutre de libage à l'ELU

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q égale à la somme de toutes les charges provenant des superstructures, divisée par la longueur totale L de la poutre de libage.

$$\mathbf{q = \frac{\sum N_u + P_{Semelle} + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai}}{L}}$$

Pour le calcul on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, et pour que la méthode forfaitaire ne soit pas applicable on passe à méthode de Caquot.

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

$\tau = \frac{T}{b\times d}$; $\bar{\tau} = min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right) = 2.5MPa$…… (Fissuration préjudiciable).

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

Poutre de libage	T (kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
50× 110	1294.32	2.42	2.5	**Condition vérifiée**

VI.4.4.Ferraillage Poutre de libage

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum Nu + 1.35(P_{Semelle} + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai})}{B \times L}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_{Ser} + (P_{Semelle} + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai})}{B \times L}$$

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

Tableau VI.20. Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Eléments	σ_{ELU} (Mpa)	σ_{Els} (MPa)	F_{ELU} (kN/ml)	F_{Els} (kN/ml)
Poutre de libage	0.581	0.424	639.1	467.46

VI.4.5.Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.21. Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de libage 50x110(cm²)	M_t (kN/m)	M_a (kN/m)	A_{s1} (cm²)	A_{s1} (cm²)	A choisie (cm²)	
					Travée	Appui
	549.81	899.401	18.39	27.68	12HA14=18.48	18HA14=27.72

VI.4.6.Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau VI.22.Vérification des contraintes à l'ELS.

Eléments	M Ser (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Travée	417.136	4.54	54.48	15	201.63	**Vérifiée**
Appui	682.37	6.33	89.48	15	201.63	**Vérifiée**

VI.4.7.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier : $\tau \leq \overline{\tau}$

$\tau = \frac{T}{b \times d}$; $\overline{\tau} = min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2.5MPa$ ..... (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.23.Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
Poutre de libage	T (kN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	A_t (cm²)
50x105(cm²)	1294.32	2.42	2.5	10	15	8	6HA8=3.02

VI.4.8.Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées**.**

Tableau VI.23.Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre de libage	0.269	0.0625	**Vérifiée**	0.269	0.163	**Vérifiée**	0.0068	0.011	**Vérifiée**

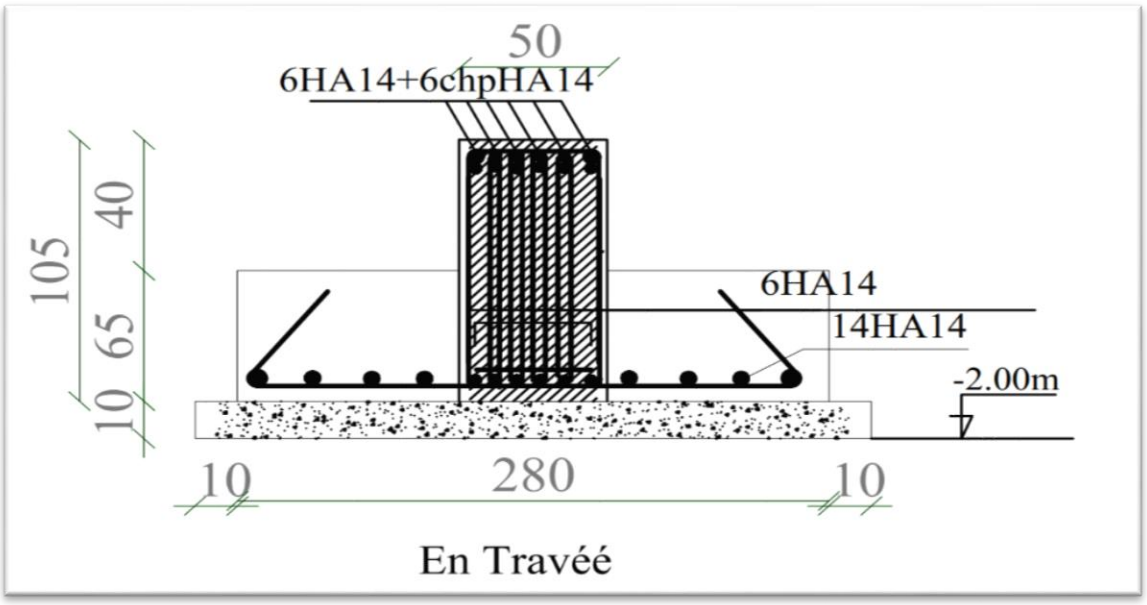


Figure VI.6. Dessin de ferraillage de Poutre de libage en travée.

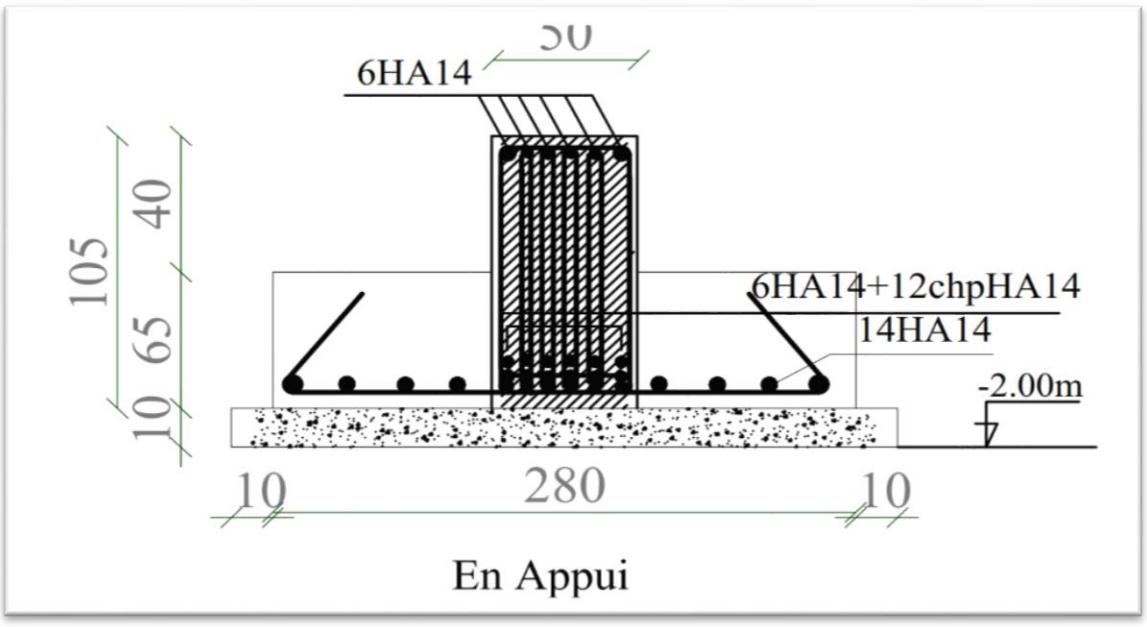


Figure VI.7. Dessin de ferraillage de Poutre de libage en appui.

V.5.Ferraillage des longrines

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

V.5.1.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

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

$$\mathbf{Fu} = \frac{\mathbf{Nu}}{\boldsymbol{\alpha}} \geq \boldsymbol{20KN}$$ α : (zone III / site 1) = 12

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

$$Fu = \frac{2091.819}{12} = 174.32kN \quad .; A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = 5.01cm^2$$

- Choix des Armatures
  - A_{RPA}=0,6 % x (bxh) **(Art 10.1.1.b)**
  - $A_{CBA} \geq \frac{B.ft_{28}}{f_e}$

Tableau VI.24. Ferraillage des longrines.

Eléments	A calculée	Amin CBA (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A choisée (cm^2)
Longrines	5.01	4.73	5.40	4HA16=8.04

V.5.2.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : très préjudiciable.

$$F_{ser} = \frac{Nser}{\alpha} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma_s}$$

Tableau VI.25.Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
Nser (kN)	α	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
1527.8	12		158.35		201.63	**Vérifiée**

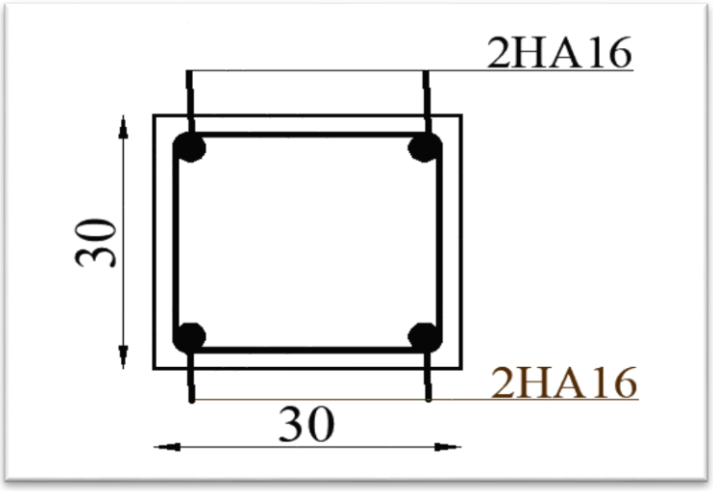


Figure VI.8. Dessin de ferraillage des longrines.

VI.6.Ferraillage des voiles périphériques

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau de sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres. Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3,06 m et une épaisseur de15cm.

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

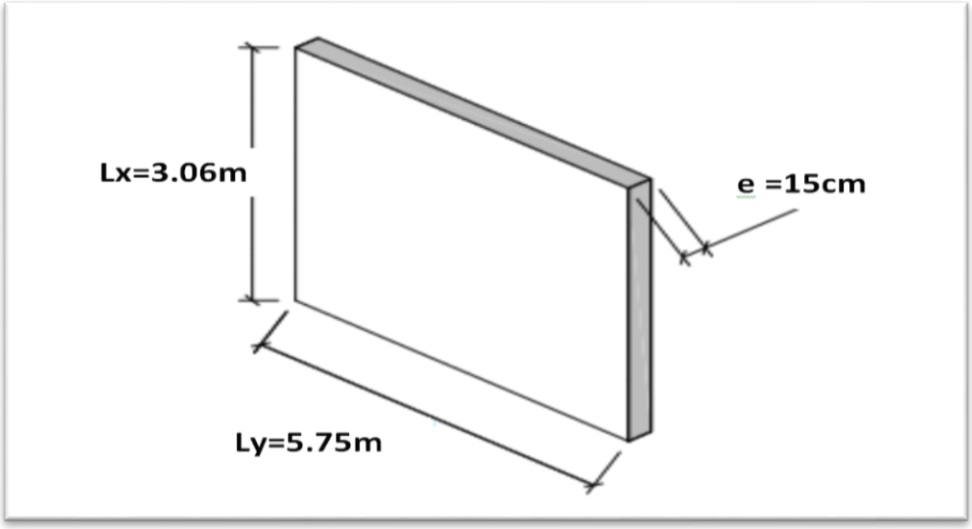


Figure VI.9. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{3.06}{5.75} = 0.53 > 0.4$, donc le panneau se travaille suivant les deux directions.

On utilise la méthode des lignes de la rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode forfaitaire (annexe D) pour le calcul des moments à l'ELS.

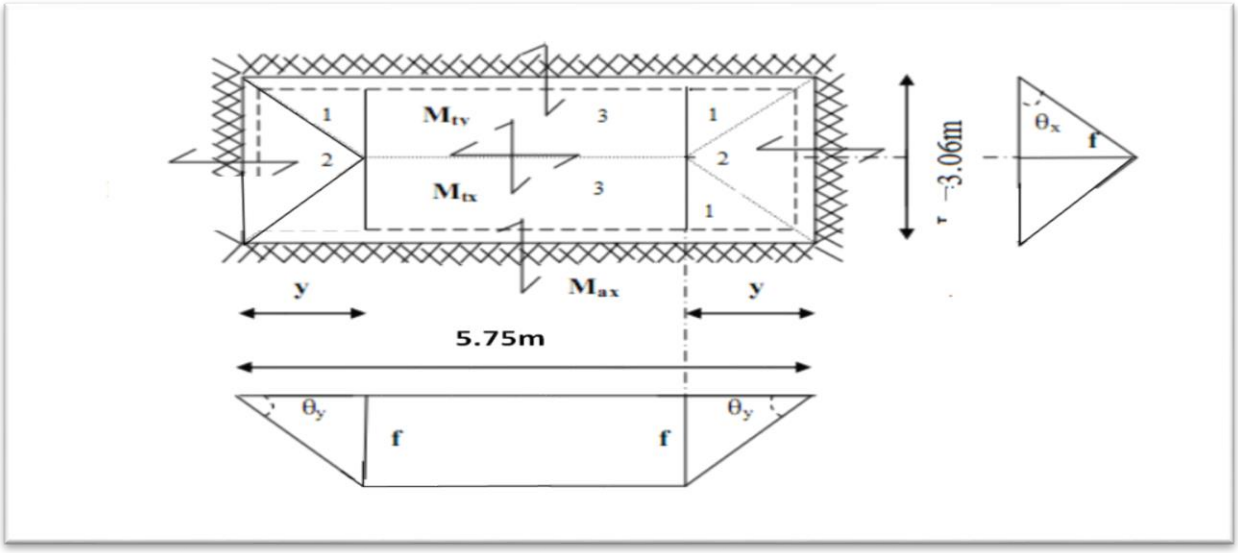


Figure VI.10. Les lignes de ruptures dans le panneau.

VI.6.1.Calcul de la poussée des terres

P1=$\frac{1}{2}\gamma$. Kγ. h^2avec h = 3,06 m ; Kγ = tan²($\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$)

Tableau VI.26. Tableau des données.

γ (kN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	Qu(kN/m^2)	Qser(kN/m^2)
18	50	0.132	11.124	10.112	7.468

VI.6.2.Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI.27. Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

	Elément		Mu (kN.m)	Ep (cm)	A calculée (cm^2)	Amin (cm^2)	St (cm)	A choisie (cm^2)
Suivant X	**Les armatures verticales**	**Travée**	4.348	15	0.98	1.5	25	4HA8= 2.01
		Appui	4.348		0.98	1.5	25	4HA8= 2.01
Suivant Y	**Les armatures horizontales**	**Travée**	4.348		1.12	1.5	25	4HA8= 2.01
		Appui	4.348		1.12	1.5	25	4HA8= 2.01

VI.6.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS

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

Tableau VI.28.Vérification des contraintes normales de voile périphérique.

	Elément	M_{ser} (kN.m)	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Suivant X	**Travée**	3.211	2.17	15	**Vérifiée**	133.98	201.63	**Vérifiée**
	Appui	3.211	2.17	15	**Vérifiée**	133.98	201.63	**Vérifiée**
Suivant Y	**Travée**	3.211	2.64	15	**Vérifiée**	152.49	201.63	**Vérifiée**
	Appui	3.211	2.64	15	**Vérifiée**	152.49	201.63	**Vérifiée**

VI.6.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

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

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad T_{max} = \frac{q_u . l_x . l_y}{2l_y + l_x}.$$

Tableau VI.29.Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

Eléments			Vérification		
b (cm)	**h (cm)**	**T_u (kN)**	**τ(MPa)**	**$\overline{\tau}$(MPa)**	
100	15	12.219	0.081	1.166	**Vérifiée**

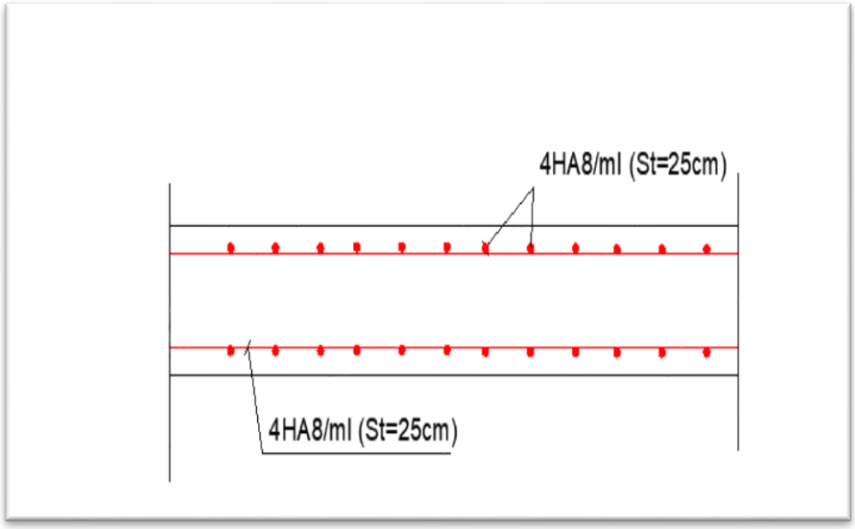


Figure VI.11. Ferraillage du voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

-La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

-Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,720 s et un nombre des modes élevé (78 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

-En ce qui concerne le ferraillage à cause de leur rôle porteur les poutres principales (30x50) cm², nous avons adopté un diamètre (HA16 et HA14).

-Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.

-Finalement, pour l'infrastructure, les semelles filantes pour le RDC étaient le meilleur choix - pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

-L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

-Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

❖ **Documents réglementaires :**

🕮 (1) : Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

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

🕮 (3) : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

❖ **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 version 19.1».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2016.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

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

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

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$

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

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

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

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

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

-Pour les Poutrelles

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

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

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

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

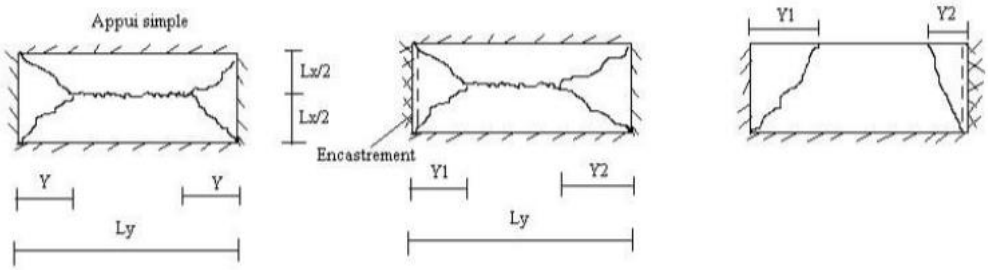
-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

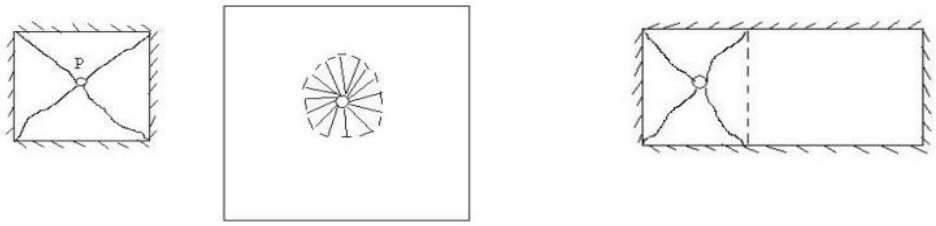
-Un encastrement par une double hachure.

Exemples de fissuration de dalle

a) Cas des charges réparties



b) Cas des charges réparties concentrées



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

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

a) Travail externes

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement.

$$T_{ext} = P.\ f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface.

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

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

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

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

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0.8\, M_0$$

$$M_a = -0.5\, M_0$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{qL_x{}^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x{}^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

¬ Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\, M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0{,}85\, M_y$$

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

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

¬ Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\, M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0{,}75\, M_y$$

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

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

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

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

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T = \frac{PL}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

¬ Diamètre :

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

¬ Espacement :

a ≤ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

a ≤ Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

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

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

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

a ≤ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

a ≤ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2}\right)$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

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

Avec :

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

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

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

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm] ; $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4MPa$; $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $K = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

On prend f_e = 400 Mpa.

Pour les poutres :

$$\textbf{Selon le RPA2003}: \begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30cm\right] \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales.

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

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h1$: Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad \text{si: } \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad \text{si: } 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad \text{si: } \lambda \leq 3$$