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 : Structures

Thème

Etude et Conception d'un Batiment à usage d'habitation en (sous-sol + RDC + 7étages)

Présenté par

CHERGUI Feryal

OUADAH Somia

Dirigé par

Dr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juillet 2021

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser Ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à Élaborer cet ouvrage. Nous remercions en particulier notre Promoteur Mr. KHELLADI Mohammed

Pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre Formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour L'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicaces

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours…

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mr ben aissa pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme Feryal et sa famille.

A Mes chers amis yousra, tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

A. Somia

Dédicaces

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours…

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes tantes houria ,bibou, akila et hayat .

A tout ma famille .

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mr ben aissa pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme somia et sa famille.

A Mes chers amis yousra,sirine,amina tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

A. Feryal

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة هيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرضي +طابق أرضي + 7طوابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003) .

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج.<<SAP2000.V.23.01>> وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 7 étages+ Sous, qui sera implanté à la willaya d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V23.0.1 »

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 7floors), of use for habitation. It will be built in the province of Algiers, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite

element with the help of software «SAP2000 V23.01»

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

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

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

Liste des matières

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :.....1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....1
I.3. Structure de l'ouvrage :.....1
I.3.1. Système de contreventement :.....1
I.3.2. Planchers :.....2
I.3.3. Maçonnerie :.....2
I.3.4. Revêtements :.....2
I.3.5. L'acrotère :.....2
I.3.6. Escaliers :.....2
I.3.7. Ascenseur :.....3
I.3.8. Infrastructure :.....3
I.3.9. Balcon :.....3
I.3.10. Fondation :.....3
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....3
I.4.1. Béton :.....3
I.4.1.a. Caractéristiques du béton :.....3
I.4.1.b. Ciment :.....3
I.4.1.c. Granulats :.....4
I.4.1.d. Eau de gâchage :.....4
I.4.2. Béton armé :.....4
I.4.2.a. Résistance du béton :.....4
I.4.2.b. Résistance caractéristique à la compression.....4
I.4.2.c. Résistance caractéristique à la traction.....4
I.4.2.d. Coefficient de poisson : υ.....5
I.4.2.e. Module de déformation longitudinale : E_{ij}.....5
I.4.2.f. Module d'élasticité transversale :.....5
I.4.3. Acier :.....5
I.4.3.a. Type d'Acier :.....6

I.4.3.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2.1].....6
I.5. Principe de calcul du CBA 93 :.....6
I.5.1. AL'ELU :.....6
I.5.1.a. Contrainte du béton en compression : [Art A.4.3.4.1].....6
I.5.1.b. Contrainte ultime de cisaillement :.....7
I.5.1.c Contrainte limite de l'acier : [Art A.2.2.2].....7
I.5.2. A L'ELS :.....7
I.5.2.a. ELS de compression de béton :.....7
I.5.2.b. ELS de contrainte limite de l'acier : [Art A.4.5.3.3].....7
I.6. Conclusion :.....8

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction :.....9
II.2. Pré-dimensionnement des planchers :.....9
II.2.1. Plancher à corps creux :.....9
II.2.2. Dalle pleine :.....10
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :.....11
II.3.A. Charges permanentes :.....11
III.3. A.1. Plancher à corps creux :.....11
II.3. A.2. Plancher à dalles plaines :.....12
II.3. A.3. Maçonnerie :.....12
II.3.B. Charges d'exploitation :.....13
II.4. Pré-dimensionnement des poutres :.....13
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires :.....14
Conclusion :.....15
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :.....15
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :.....15
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :.....16
II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} :.....17
II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (C - 3) :.....17
II.5.5. Descente des charges : [Art 6.3](3).....18
II.5.5.a Surcharges d'exploitation :.....18

II.5.5.b. Détermination des charges permanentes :.....19
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 :[Art 7.4.1] (1) 20
II.5.7. Vérification aux zones nodales : [Art 7.5.1] (1) 21
II.6. Pré dimensionnement des voiles : [Art 7.7.1] (1) 21
II.7. Conclusion : 22

Chapitre III : Calcul des elements secondaires

III.1. Introduction : 22
III.2. L'acrotère : 23
III.2.1. Introduction : 23
III.2.2. Principe de calcul : 23
III.2.2.1.paramétre de calcul :.....23
III.2.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :.....23
III.2.4. Calcul de ferraillage à l'E.L.U: 24
III.2.5. Vérification à l'ELS : 24
III.2.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU:.....25
III.3. Calcul des planchers :.....25
III.3.1. La dalle de compression : 26
III.3.2. Calcul des poutrelles : 27
III.3.2.1. Calcul avant coulage :.....27
III.3.2.2. Calcul après coulage :.....28
III.3.2.2.3.Calcul du ferraillage à l'ELU : 30
III.3.2.2.4.Vérification des contraintes normales à L'ELS-CBA93 Art.A.4.5.3 :.....31
III.3.2.2.5.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :.....31
III.3.2.2.6.Vérification des flèches à L'ELS-CBA93 Art.B.6.5.3 :.....32
III.4. Les escaliers :.....33
III.4.1. Introduction : 33
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :.....33
III.4.3. Les déférentes types d'escaliers : 34
III.4.3.1. Escaliers semi balancier (semi collectif) : 34
III.4.3.2. Escalier droite à trois volets : 34
III.4.3.2.A. Pré dimensionnement : 35
III.4.3.2.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 36

III.4.3.2. B.1. Charges permanentes 36
III.4.3.2. B.2. Charges d'exploitations 37
III.4.3.2.C. Combinaison des charges : 37
III.4.3.2.D. Détermination des efforts : 37
III.4.3.2.E. Calcul de ferraillage des escaliers à l'ELU : 39
III.4.3.2.F. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 : 40
III. 4.3.2.I.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 : 40
III. 4.3.2.G.Vérification des flèches à L'ELS-CBA93 Art.B.6.5.3 : 41
III.4.4.1. Pré dimensionnement : 42
III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 : 43
III.4.4.3. Evaluation des charges : 43
III.4.4.4. Calcul de Ferraillage de Poutre palière à l'ELU: 44
III.4.4.5. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 : 45
III.4.4.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 : 45
III.4.4.7. Armatures transversales : 45
III..4.8. Vérification solen CBA 93 : 46
III.4.4.9. Vérification solen RPA 99 V 2003 : 46
III.4.4.10. Vérification de la flèche : 46
III.5. Les dalles pleines : 47
III.5.1. Définition : 47
III.5.2. Principe de calcule : 47
III.5.3 .Paramètre de calcul : 47
III.5.4. Evaluation des charges : 47
III.5.5. Combinaison des charges : 47
III.5.6 . Les déférents types des dalles pleines : 47
III.5.6.A. 1er type : 48
III.5.6.A.1. Calcul des sollicitations à l'ELU : 48
III.5.6.A.2. Calcul de ferraillage à l'ELU : 48
III.5.6.A.3. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 : 49
III.5.6.A.4.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 : 49
III.5.6.A.5. Vérification de la flèche : 50
III.5.6.B. 2éme type : 50
III.5.6.B.1. Calcul des sollicitations à l'ELU : 51

III.5.6.B.2. Calcul de ferraillage à l'ELU :.....51
III.5.6.B.3. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 : 52
III.5.6.B.4.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :.....53
III.5.6.B.5. Vérification de la flèche :.....54
III.6. La dalle machine :.....54
III.6.1. Introduction : 54
III.6.2. Etude de l'ascenseur :.....55
III.6.3. Pré dimensionnement : 55
III.6.4. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :.....56
III.6.4.1. Charges permanentes :.....56
III.6.4.2. Charges d'exploitations :.....57
III.6.5. Combinaison des charges : 57
III.6.6. Calcul des sollicitations à l'ELU :.....57
III.6.7.Calcul de ferraillage à l'ELU : 57
III.6.8.Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :.....58
III.6.9.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :.....59
III.6.10.Vérification de la flèche : 60
III.6.5. Vérification de non poinçonnement : 60

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction :.....62
IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :.....63
IV.2.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1] (1).....63
IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2] (1).....63
IV.2.3. Classification de site : [Art 3.3] (1).....63
IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure :.....63
IV.3.1. Centre de masse :.....63
IV.3.2. Centre de torsion : 64
IV.3.3. Disposition du voile : 67
IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) : 67
IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements :.....67
IV.4.Interprétation des résultats : IV.4.1. Calcul de centre de masse et centre de torsion : 71

IV.4.1.1. Vérification de l'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] : 71
IV.4.2.Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7] 74
IV.4.3. Effets de la torsion accidentelle : [Art 4.3.7] 75
IV.5. Choix de la méthode de calcul : 75
IV.5.1. Introduction : 75
IV.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [Art 4.1.2] (1) 75
IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale : 76
IV.5.3.1. Principe : 76
IV.5.3.2. Modélisation : 76
IV.5.3.3. Le spectre de réponse de calcul : 76
Justification du coefficient de comportement R = 3.5-RPA version 2003 [Art 3.5] : 78
b. Facteur de qualité Q : 80
IV.6. Résultats de l'analyse dynamique : 81
IV.6.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes : 81
IV.6.2.Participation Massique RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4] ◄◄ : 82
IV.6.3. Vérification de force sismique à la base : 83
IV.6.4. Vérification de la stabilité au renversement : 85
IV.6.5. Vérification des déplacements en tête du bâtiment : [Art 5.8] 87
IV.6.6. Vérification du déplacement inter-étages : [Art 5.10] 88
IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments : RPA version 2003[Art 7.4.3.2] 90
IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3] 93
IV.6.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 94
Commentaire : 95
IV.7. Conclusion : 96

Chapitre V : Ferraillage de les elements structuraux

V.1. Introduction : 97
V.2. Ferraillage des poutres : 98
V.2.1. Introduction : 98
V.2.2. Recommandations du RPA99 : [Art 7.5.2.1] 98
V.3.Ferraillage Des Poteaux : 106
V.3.1 Armatures longitudinales : 106
.3.1.1 Recommandations selon les règlements : 106
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 107

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :.....110
V.3.2 Armatures transversales :.....111
V.4. Ferraillage Des Voiles :.....113
V.4.1 Ferraillage des trumeaux :.....113
V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :.....113
V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:.....118
V.4.2 Ferraillage des linteaux :.....118
V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$):.....119
V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \geq 0.06 fc28$):.....119
V.4.2.3 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \geq 0.06 fc28$):.....121

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1.Introduction:.....122
VI.2 .Types Des Fondations :.....122
VI.3. Caractéristiques Du Sol:.....122
VI.4.Choix De Type De Fondations :.....123
VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :.....124
VI.4.2 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :.....127
VI.4.2.1. Les hypothèses de calcul:.....128
VI.4.2.2 Ferraillage des armatures longitudinal de la poutre de libage à L'ELU 133
VI.4.2.3.Ferraillage des semelles filante :.....135
VI.4.3.calcule le ferraillage de Longrine:.....136
VI.4.3.1.Calcul de Ferraillage des longrines à l'ELU ou l'ELACC CBA Art A.7.1.2.2 :....136
VI.4.3.2. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC 137
VI.4.4.1Calcul de la poussée des terres :.....139
VI.4.4.2Vérification des contraintes à l'ELS :.....140
VI.4.4.3Vérification au cisaillement à l'ELU :.....140

Liste des figures

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1: Coupe du à corps creux plancher……...10

Figure II.2. Dimensionnement des poutres principales et secondaires…….14

Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (C - 3)……..17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère.....23

Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère 23

Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère. 25

Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression.....26

Figure III.5: Schéma statique équivalent de poutrelle 1.....28

Figure III.6: Schéma statique équivalent de poutrelle 2.....28

Figure III.7: Schéma statique équivalent de poutrelle 3.....28

Figure III.8: Schéma statique équivalent de poutrelle 4.....28

Figure III.9: Schéma statique équivalent de poutrelle 5.....29

Figure III.10 : Les diagrammes du moment fléchissant à l'ELU aux étages courant 29

Figure III.11 : Les diagrammes du moment fléchissant à l'ELS aux étages courants 30

Figure III.12 : Les diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU aux étages courants.....30

Figure III.13: Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles. 31

Figure III.14: Les flèches des poutrelles dans la terrasse et les étages courants à L'ELS 32

Figure III.15: Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis.....33

Figure III.16. Représentation d'un escalier 34

Figure III.17. Schéma de l'escalier.....35

Figure III.18. Schéma statique de l'escalier 35

Figure III.19: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier. 38

Figure III.20: Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU 39

Figure III.21 : Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELS. 39

Figure III.22: La flèche de l'escalier à L'ELS.....41
Figure III.23 : Ferraillage d'escalier en travée et aux appuis. 42
Figure III.24. Dimensionnement de la poutre palière.....43
Figure III.25. Les réactions d'appuis de l'escalier R_G et R_Q 44
Figure III.26 : Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU. 44
Figure III.27 : Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELS. 45
Figure III.28. Dalle pleine rectangulaire reposant sur un appui (type 1).....49
Figure III.29. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 2 appuis (type 2) 51
FigureIII.30.: Dimensions de l'ascenseur.....55
Figure III.31. Dimensions de la dalle machine.....56
Figure.III.32. Poids appliqués sur la dalle machine. 56
Figure.III.33. Vérification de non poinçonnement. 60

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Vue en perspective de bâtiment 63
Figure IV.2. Inerties des voiles et des poteaux.....66
Figure IV.3. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol) 67
Figure IV.4. 1^{ére} disposition des voiles.....67
Figure IV.5. 3^{éme} disposition des voiles.....68
Figure IV.6. 4^{éme} disposition des voiles.....69
Figure IV.7. 5^{éme}disposition des voiles (disposition finale) 70
Figure IV.9. La disposition du centre de masse et centre de torsion.....73
Figure IV.10. La disposition du centre de masse et centre de torsion.....74
Figure IV.11. Coefficient de comportement R.....77
Figure IV.12. Spectre de réponse (X) et (Y) 81
Figure IV.13.Dissipation d'énergie en fonction de tempe.....83
Figure IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques 85
Figure IV.15. Les forces agissent sur la stabilité au renversement. 86
Figure IV.16. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage. 86

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure.V.1.Ferraillage des poutres principales.....101

Figure.V.2.Ferraillage des poutres secondaires.....103
Figure.V.3.Ferraillage des chainages 106
Figure V.4.Ferraillage des poteaux.....113

Chapitre VI : Calcul des fondations

Figure VI.1 Les effort normal a la base.....125
Figure VI.2 Dessin des bulles de pression.....127
Figure VI.3. Schéma semelle filante 128
Figure VI.4 Dimensionnement de la semelle filante 130
Figure.V.5.coeff α en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site 136
Figure VI.6 ferraillage de Longrine.....138
Figure VI.7Schéma statique du voile périphérique. 139

Liste des tableaux

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Dimensions du bloc.....1
Tableau I.2. Le type d'acier utilisé et leur nuance.....6

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux. 11
Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant corps creux. 11
Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines.....12
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines. 12
Tableau II.5. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison). 13
Tableau II.6. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison). 13

Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étage du structure 13
Tableau II.8. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires 14
Tableau II.9. Calcul de l'effort Nadm 16
Tableau II.10. Détermination des charges d'exploitations 18
Tableau II.11. Détermination des charges permanentes de chaque niveau. 19
Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau. 19
Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 20
Tableau II.14. Vérification aux zones nodales 20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1. Évaluation des charges de L'acrotère. 23
Tableau III.2.Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS. 23
Tableau III.3. Ferraillage de l'acrotère. 24
Tableau III.4. Vérification à l'état limite de service (ELS) 24
Tableau III .5. Calcul de nombre d'étaiement 27
Tableau III.6. Evaluation des charges et surcharges 28
Tableau III.7: Les moments maximums aux appuis et en travées. 30
Tableau III.8: Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée. 30
Tableau III.09 : Vérification des contraintes normales à l'ELS 31
Tableau III.10: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 31
Tableau III.11: Vérification de la flèche 32
Tableau III.12. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 36
Tableau III.13. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 36
Tableau III.14. Combinaison des charges de l'escalier 36
Tableau III.15: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 37
Tableau III.16: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier. 37
Tableau III.17 .Calcul des sections d'armatures longitudinales d'escalier 39
Tableau.III.18.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui. 39
Tableau.III.19. Calcul des sections d'armatures de répartitions d'escalier 39
Tableau III.20 : Vérification des contraintes normales à l'ELS 40
Tableau III.21: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 40
Tableau III.22: Vérification de la flèche 41
Tableau III.23. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS 44

Tableau III.24. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière 44
Tableau III.25. Sections d'armatures choisies de la poutre palière 44
Tableau III.26. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre palière 45
Tableau III.27: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 45
Tableau III.28: Vérification de la flèche 46
Tableau III.29. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU 48
Tableau III.30. Calcul des sections d'armatures de la Dall 48
Tableau.III.31.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui. 48
Tableau III.32. Résultats des moments à l'ELS 48
Tableau III.33 : Vérification des contraintes normales à l'ELS 49
Tableau III.34: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 49
Tableau.III.35. Calcul des sections d'armatures de repartitions de la dall 49
Tableau III.36: Vérification de la flèche 50
Tableau III.37. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU 50
Tableau III.38. Calcul des sections d'armatures de la Dall 50
Tableau.III.39.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui. 51
Tableau III.40. Calcul des sections d'armatures de la Dall 51
Tableau.III.41.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui. 51
Tableau III.42. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU 51
Tableau III.43 : Vérification des contraintes normales à l'ELS 52
Tableau III.44: Vérification des contraintes normales à l'ELS 52
Tableau III.45: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 52
Tableau.III.46. Calcul des sections d'armatures de répartitions de la dalle 52
Tableau.III.47. Calcul des sections d'armatures de répartitions de la dalle 53
Tableau III.48: Vérification de la flèche 53
Tableau III.49. Évaluation des charges permanentes 55
Tableau III.50. Détermination des charges de la dalle 56
Tableau III.51. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU 57
Tableau III.52. Calcul des sections d'armatures de la Dall 57
Tableau.III.53.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui. 57
Tableau III.54. Calcul des sections d'armatures de la Dall 57
Tableau.III.55.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui. 57
Tableau III.56. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU 58
Tableau III.57 : Vérification des contraintes normales à l'ELS 58
Tableau III.58 : Vérification des contraintes normales à l'ELS 58

Tableau III.59: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.....58
Tableau.III.60. Calcul des sections d'armatures de répartitions de la dalle 59
Tableau III.61: Vérification de la flèche 59

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Comportement modal de la disposition 1.....67
Tableau IV.2. Comportement modal de la disposition 2.....68
Tableau IV.3. Comportement modal de la disposition 3.....69
Tableau IV.4. Comportement modal de la disposition 4.....69
Tableau IV.5. Comportement modal de la disposition final 70
Tableaux. IV.6.Centre de Masse & Centre de Rigidité.....71
Tableaux. IV.7.Calcule d'excentricité théorique.....72
Tableaux. IV.8.Centre de Masse & Centre de Rigidité.....73
Tableaux. IV.9. Calcule d'excentricité théorique.....73
Tableau IV.10. Calcule d'excentricité totale.....75
Tableau IV.11. Justification du coefficient de comportement R suivant X 78
Tableau IV.12. Valeurs en pourcentage 78
Tableau IV.13. Justification du coefficient de comportement R suivant Y 79
Tableau IV.14. Valeurs en pourcentage 79
Tableau IV.15. Détermination du facteur de qualité Q de la structure.....80
Tableau IV.16. Le comportement des trois premiers modes.....82
Tableau IV.17. Participation Massique 82
Tableau IV.18. Vérification de la résultante des forces sismiques.....84
Tableau IV.19. Calcul du moment de stabilité.....86
Tableau IV.20. Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur.....87
Tableau IV.21. Vérification déplacement en tête.....88
Tableau IV.22. Vérification les déplacements inter étages Sens X.....89
Tableau IV.23. Vérification les déplacements inter étages sens Y 89
Tableau IV.24. Vérification du cisaillement des poutres 90
Tableau IV.25. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux suivant X à l'ELU .91
Tableau IV.26. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux suivant X à l'ELU .92
Tableau IV.27. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Sens X Tableau.....93

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse. 64
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse. 64
Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse. 65
Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres. 65
Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS. 65
Tableau V.6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS. 65
Tableau V.7 :Vérification de section d'armatures. 66
Tableau V.8 :Calcul de la flèche des poutres principales 1 66
Tableau V.9 :Calcul de la flèche des poutres principales 2 66
Tableau V.10 : Vérification des contraintes de cisaillement. 66
Tableau V.11 : La section d'armatures transversales. 67
Tableau V.12 : La section d'armatures des poteaux. 69
Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS. 69
Tableau V.14 : La section d'armatures transversales des poteaux. 71
Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles 72
Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voiles 73
Tableau V.17 : Vérification des contraintes des voiles 73
Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles 73
Tableau V.19 : La section d'armatures horizontales des voiles 73
Tableau V.20: Choix de la méthode de calcul. 76
Tableau V .21 : La section d'armatures des linteaux. 76
Tableau V .22 : La section choisie d'armatures des linteaux. 76

ChapitreVI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 77
VI.2. Types de fondations 77
VI.3. Caractéristiques du sol 77
VI.4. Choix du type de fondations 78
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 78
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 78
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 79
VI.4.2. Semelle filante (continue) 80

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 80
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 81
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 82
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 82
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 82
VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage 84
VI.4.2.6.1. Sous un voile 84
VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 84
a) Armatures principales 85
b) Armature de repartitions 85
c) Calcul des armatures longitudinales 86
d) Vérification des contraintes à l'ELS 86
e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 86
f) Armatures transversales 86
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 87
VI.4.3. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 87
VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 88
VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3 88
VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales 88

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 79
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 81
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS. 81
Tableau VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement. 82
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 82
Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage. 83
Tableau VI.7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 84
Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 84
Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 85
Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle. 85
Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 85
Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 85
Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. 86
Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à 86
Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 86
Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines. 88

Tableau VI.17 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines..... 88
Tableau VI.18 : Calcul des armatures transversales des longrines..... 88

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : 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.

e_0 : excentricité.

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, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

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.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Terr : Terrasse

IV.1. Introduction 46
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 46
IV.2.1. Centre de masse : 46
IV.2.2. Centre de rigidité : 46
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 47
IV.2.3.1. Les poteaux 47
IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles plaines) 47
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 48
IV.2.5. Excentricité accidentelle 48
IV.3. Modélisation de la structure 48
IV.3.1. Introduction 48
IV.3.2. Modélisation 48
IV.3.3. Analyse de notre structure 49
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 50
IV.3.3.2. Excentricité 50
IV.4. Choix de la méthode de calcul 51
IV.4.1. Introduction 51
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 51
IV.4.2.1. Principe de la méthode 51
IV.4.2.2. Modélisation 52
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 52
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 52
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 52
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 52
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q 53
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 53
IV.4.3.1. Analyse modale 53
IV.4.3.1.1. Comportement modal 53
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 54
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 55
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 55
a) Vérification de la résultante des forces sismiques 55
b) Vérification de la stabilité au renversement : 56

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)..... 58
d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »). 59
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments..... 60
a) Vérification de cisaillement des éléments..... 60
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 62

Chapitre V : Ferraillage de elements structuraux

V.1. Introduction 64
V.2. Ferraillage des poutres.....64
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 64
V.2.1.1. Poutre porteuse 64
V.2.1.2. Poutre non porteuse 64
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....65
V.2.2.1. Poutres porteuses 65
V.2.2.2. Poutres non porteuse.....65
V.2.3. Vérification de la flèche.....66
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 66
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres.....66
V.3. Ferraillage des poteaux.....68
V.3.1. Armatures longitudinales.....68
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 68
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 68
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....69
V.3.2. Armatures transversales.....70
V.4. Ferraillage des voiles 72
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 72
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 72
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....73
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 74
V.4.1.4. Armatures horizontales.....74
V.4.1.5. Armatures transversales.....74

V.4.2. Ferraillage des linteaux 75
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$) 75
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 75
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 75
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 76

ChapitreVI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 77
VI.2. Types de fondations 77
VI.3. Caractéristiques du sol 77
VI.4. Choix du type de fondations 78
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 78
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 78
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 79
VI.4.2. Semelle filante (continue) 80
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 80
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 81
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 82
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 82
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 82
VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage 84
VI.4.2.6.1. Sous un voile 84
VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 84
a) Armatures principales 85
b) Armature de repartitions 85
c) Calcul des armatures longitudinales 86
d) Vérification des contraintes à l'ELS 86
e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 86
f) Armatures transversales 86
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 87
VI.4.3. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 87

VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 88
VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3 88
VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales 88

Liste des figures

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié. 9

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux. 16
Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 21
Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres. 25
Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile. 26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent…… ….28
Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère..... 28
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles..... 30
Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU 30
Figure III.5 : Diagrammes des moments à ELS 30
Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 29
Figure III.7 :Diagrammes des moments à l'ELU. 31
Figure III.8: Diagrammes des moments à ELS……..31
Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU…….31
Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles. 32
Figure III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite). 33
Figure III.12 : Disposition des armatures de la dalle de compression..... 34

Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine. 35

Figure III.14 : Les lignes de rupture..... 36

Figure III.15 : Les lignes de rupture..... 38

FigureIII.16 : Dimensions de l'escalier..... 36

Figure III.17 :Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier. 41

Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU..... 38

Figure III.19: Diagrammes des moments à ELS…….42

Figure III.20 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 42

Figure III.21. : schéma statique de la poutre palière…….....44

Figure III.22.: Efforts internes dans la poutre palière à l'ELU……..44

Figure III.23.:Efforts internes dans la poutre palière à l'ELS……...44

Figure III.24 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU…….45

Chapitre IV : Etude dynamique

FigureIV.1:disposition des voiles(vue en 3D)……..49

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse..... 67

Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse..... 67

Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux. 71

Chapitre VI : Calcul des fondations

Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle..... 79

Figure VI.2 **:** chevauchement des bulles de pression sous la semelle..... 88

Figure VI.3 : Les dimensions final des semelles filantes. 83

Figure VI.4:Le ferraillage des semelles filantes sous poteau..... 87

Figure VI.5 : Ferraillage de la longrine..... 88

Liste des tableaux

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 13

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres.....17
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux). 18
Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). 18
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 19
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.....19
Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux.....20
Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux.....20
Tableau II.8 : les charges permanents. 22
Tableau II.9 : les sur charges d'exploitation.....23
Tableau II.10 : Capacité portante N pour chaque section de poteau. 24
Tableau II.11 : Vérifications du 1,1Nultimeet NU.....24
Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.....25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté. 28
Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées. 31
Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée..... 32
Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS. 32

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU..... 33
Tableau III.6 :Calcul de la flèche. 33
Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 35
Tableau III.8 : ferraillage à l'ELU. 35
Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS. 35
Tableau III.10 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 36
Tableau III.11 : Calcul de la flèche ……..36
Tableau III.12 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 36
Tableau III.13 : Ferraillage à l'ELU. 37
Tableau III.14 : Vérification des contraintes à l'ELS. 37
Tableau III.15: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 37
Tableau III.16 :Calcul de la flèche ……..37
Tableau III.17 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 38
Tableau III.18 : Ferraillage à l'ELU. 38
Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS. 38
Tableau III.20: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 38
Tableau III.21 :Calcul de la flèche ……..39
Tableau III.22 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier. 40
Tableau III.23 : Evaluation des charges permanentesde la paillasse de l'escalier. 40
Tableau III.24 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 41
Tableau III.25 :ollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier. 41
Tableau III.26 : Calcul des sections d'acier de l'escalier. 42
Tableau III.27 : Vérification de la contrainte tangentielle..... 43
Tableau III.28: Vérification à l'E.L.S..... 43
Tableau III.29 : Vérification de la flèche de l'escalier. 43
Tableau III.30 : Prédimensionnement de la poutre palière……..……44
Tableau III.31: Calcul de ferraillage de la poutre palière…….45
Tableau III.32 : Vérification des contraintes normales…….45
Tableau III.33 :Vérification des contraintes de cisaillement…….45
Tableau III.34 : calcul de la flèche……45

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion. 50
Tableau IV.2 :Excentricité suivant les deux directions. 51

Tableau IV.3 : Surface revenant aux voiles.....53
Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure. 53
Tableau IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.....54
Tableau IV.6 : Comportement des modes retenus 54
Tableau IV.7 : Les valeurs de la force sismique.....56
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 56
Tableau IV.9 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.....57
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....58
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....59
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ.....60
Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des poutres. 60
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des Poteau. 61
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles.....62
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit.....62
Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit.....62
TableauIV.18:Dimensionsfinales des éléments……..….63

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse.....64
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse.....64
Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.....65
Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres. 65
Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.....65
Tableau V.6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.....65
Tableau V.7 :Vérification de section d'armatures.....66
Tableau V.8 :Calcul de la flèche des poutres principales 1.....66
Tableau V.9 :Calcul de la flèche des poutres principales 2.....66
Tableau V.10 : Vérification des contraintes de cisaillement.....66
Tableau V.11 : La section d'armatures transversales.....67
Tableau V.12 : La section d'armatures des poteaux.....69
Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.....69
Tableau V.14 : La section d'armatures transversales des poteaux.....71
Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles 72
Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voiles 73
Tableau V.17 : Vérification des contraintes des voiles 73

Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles 73
Tableau V.19 : La section d'armatures horizontales des voiles 73
Tableau V.20: Choix de la méthode de calcul. 76
Tableau V .21 : La section d'armatures des linteaux. 76
Tableau V .22 : La section choisie d'armatures des linteaux. 76

ChapitreVI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 77
VI.2. Types de fondations 77
VI.3. Caractéristiques du sol 77
VI.4. Choix du type de fondations 78
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 78
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 78
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 79
VI.4.2. Semelle filante (continue) 80
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 80
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 81
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 82
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 82
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 82
VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage 84
VI.4.2.6.1. Sous un voile 84
VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 84
a) Armatures principales 85
b) Armature de repartitions 85
c) Calcul des armatures longitudinales 86
d) Vérification des contraintes à l'ELS 86
e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 86
f) Armatures transversales 86
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 87
VI.4.3. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 87
VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 88
VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3 88
VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales 88

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 79
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 81
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS. 81
Tableau VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement. 82
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 82
Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage. 83
Tableau VI.7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 84
Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 84
Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 85
Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle. 85
Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 85
Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 85
Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. 86
Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à 86
Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 86
Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines. 88
Tableau VI.17 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines. 88
Tableau VI.18 : Calcul des armatures transversales des longrines. 88

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : 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.

e_0 : excentricité.

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, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

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.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

INTRODUCTION GENERALE

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

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d’étude, nous avons procédé à l’étude de la structure porteuse d’un bâtiment situé à la Willaya d'Alger. Le bloc en question est à usage habitation avec parking constitué de sous-sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + sept étages.

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

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l’ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement 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 par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V23.0.1 ». en présente d’abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l’objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet d'étude est un calcule d'un Bâtiment en RDC+7+Sous-sol, à usage d'habitation et sous-sol usage parking, L'ouvrage sera implanté à Alger Daira de Cheraga Commune de Oulad fayet, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

Le système de contreventement est assuré par des voiles.

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

- Le règlement de béton armé « **CBA 93** ».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation **DTR** ».
- Le règlement parasismique « **RPA99 version2003** ».

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Tableau I.1. Dimensions du bloc

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Longueur : 26.50m Largeur : 25.50m	Hauteur de Sous-sol h_s = 3.06m Hauteur de RDC h_r = 3.06m Hauteur de l'étage courant h = 3.06m Hauteur total du bâtiment h_t =24.48m

I.3. Structure de l'ouvrage :

I.3.1. Système de contreventement :

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

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

Lorsque la hauteur dépassé 8m, le RPA99V2003 préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

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

I.3.2. Planchers :

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

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

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

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

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

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

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

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

I.3.5. L'acrotère :

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

Pour notre cas, nous avons utilisons un acrotère 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.3.6. Escaliers :

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

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

- Escalier droite à trois volées.

- Escalier droite semi balancier en bois.

I.3.7. Ascenseur :

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

I.3.8. Infrastructure :

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

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

I.3.9. Balcon :

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

I.3.10. Fondation :

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.4.1. Béton :

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

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

I.4.1.a. Caractéristiques du béton :

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

I.4.1.b. Ciment :

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

I.4.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

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

I.4.1.d. Eau de gâchage :

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

I.4.2. Béton armé :

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

I.4.2.a. Résistance du béton :

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

I.4.2.b. Résistance caractéristique à la compression : [Art A.2.1.1.1]

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (φ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « j » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76+0.83\ j}\right) f_{c28} \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1.4+0.95\ j}\right) f_{c28} \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1{,}10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.4.2.c. Résistance caractéristique à la traction : [Art A.2.1.1.2]

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours désignée'f_{tj}' est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$f_{tj} = 0{,}6+0{,}06\ f_{cj}$ avec : f_{cj} et f_{tj} en (MPa).

I.4.2.d. Coefficient de poisson : υ

$$\upsilon = \frac{\Delta a/a}{\Delta l / l} = \frac{\text{déformation transversal}}{\text{déformation longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple.

Δa : Flambement transversal

Δl : L'allongement longitudinal

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

- υ = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).
- υ = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS).

I.4.2.e. Module de déformation longitudinale : E_{ij}

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$ **[Art A.2.1.2.1]**

Où :

f_{cj} : représente la résistance caractéristique à la compression à "j" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égal à : $E_{vj} = E_{ij} / 3$ (en MPa).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$ **[Art A.2.1.2.2]**

I.4.2.f. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

Avec : E : module de Young.

υ : Le coefficient de poisson.

I.4.3. Acier :

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

I.4.3.a. Type d'Acier :

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

Tableau I.2. Le type d'acier utilisé et leur nuance

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥8	400

I.4.3.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2.1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s=2.10^5$ MPa.

I.5. Principe de calcul du CBA 93 :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - Equilibre statique
  - La résistance de l'un des matériaux
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation.

I.5.1. AL'ELU :

I.5.1.a. Contrainte du béton en compression : [Art A.4.3.4.1]

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité, tel que

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{Pour les cas courants} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{Pour les situations accidentales} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la combinaison d'action.

- **θ = 1** Lorsque la durée probable d'application de la combinaison D'actions considérées est supérieure à 24 heures.
- **θ = 0.9** Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;
- **θ = 0.85** Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.5.1.b. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq$ Min (0,2 ∫c28 / γ_b ; 5MPa)
- Fissuration préjudiciables ou très préjudiciable : $\tau_u \leq$ Min (0,15 ∫c28 / γ_b ; 4MPa)

I.5.1.c Contrainte limite de l'acier : [Art A.2.2.2]

La contrainte ultime de l'acier est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité. ; - γ_s= 1,15 sollicitation durable.

- γ_s= 1 sollicitation accidentel.

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

I.5.2. A L'ELS :

I.5.2.a. ELS de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{cj}$

I.5.2.b. ELS de contrainte limite de l'acier : [Art A.4.5.3.3]

- fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- fissuration est préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s$ = Min (2/3 *f*e ; $110\sqrt{\eta \,.\, f_{tj}}$) ($\bar{\sigma}_s$ en MPa).

- fissuration est très préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s$ = Min (1/2 *f*e ; $90\sqrt{\eta \,.\, f_{tj}}$) ($\bar{\sigma}_s$ en MPa).

Avec : **η** : Coefficient numérique des armatures :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour les armatures àhaute adhérence} \\ \eta = 1.3 & \text{Pour les cas des fils de diamétres inférieur à 6mm} \end{cases}$$

I.6. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa

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

E_{i28} = 32164.2MPa

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

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

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

σ_{bc} = 15 MPa

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

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

σ_s = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

II.1. Introduction :

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

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

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

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

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

Ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II.2.1. Plancher à corps creux :

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

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

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

Avec :

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

d: hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc, On a : L_{max}= 500 cm :

500/25=20cm ≤ ht ≤ 500/20=25cm

$h_t \geq 500/22.5 = 22.22cm$ Donc en prend :**h_t= 24 cm**

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

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

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

On a : $h_t = 24cm \geq 16cm$ ……condition vérifier

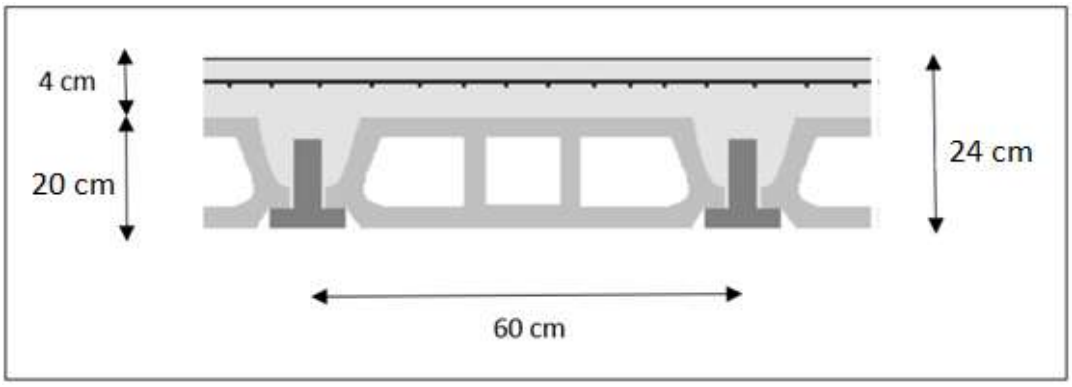


Figure II.1: Coupe du à corps creux plancher

II.2.2. Dalle pleine :

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

II.2.2.a. Critère de résistance :

Dalle reposant sur un appui : $\frac{L_x}{35} \leq e_P \leq \frac{L_x}{30}$

Avec :

e_P: épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande largeur

Pour le cas de notre structure, on a : L_x= 1.35m.

$\frac{135}{35}$ = 3.85cm ≤ **ep** ≤$\frac{135}{30}$ = 4.50 cm

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

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

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

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

II.3.A. Charges permanentes :

III.3. A.1. Plancher à corps creux :

II.3. A.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de Liége	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (20+4)	0.20+0.04	-	3.30
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.90**

II.3. A.1.2. Plancher courant :

Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (20+5)	0.20+0.04	-	3.30
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
TOTAL				**6.46**

II.3. A.2. Plancher à dalles plaines :

II.3.A.2.1 Plancher Terrasse inaccessible :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de Liége	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				**7.35**

II.3. A.2.2. Planchers étages courants :

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Murs doubles cloison	0.10	-	1.62
TOTAL				**6.91**

II.3. A.3. Maçonnerie :

II.3. A.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.5. 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	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**1.62**

II.3. A.3.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.6. 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	9	0.90
3	L'âme d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.52**

II.3.B. Charges d'exploitation :

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

Niveau	Usage	Q (KN/m^2)
Terrasse	Inaccessible	**1**
(1+2+3+4+5+6+7) Etage	Habitation	**1.5**
RDC	Habitation	**1.5**
(Sous-S) Etages	Parking	**1.5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

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

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

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

Avec :

L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée (entre nue d'appuis).

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (III) sont :**[Art 7.5.1]** (1)

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

Nous choisissons :

- ✓ Le sens longitudinal (parallèle à X-X') comme sens porteur.
- ✓ Les poutrelles des planchers à corps creux sont (parallèles à Y-Y').

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

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

	Pp Axes (E-F)	Ps Axes (1–2)
Règles deCBA 93 $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ $0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h$	L_{max} = 570 cm 38 cm ≤ h ≤ 57 cm on adopte : **h = 45 cm** 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte : **b = 30 cm**	L_{max} = 470 cm 31.33 cm ≤ h ≤ 50 cm on adopte : **h = 35 cm** 10.50 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA2003 h ≥ 30cm b ≥ 20cm $\frac{h}{b} \leq 4$	h = 45 cm ≥30cm b= 30 cm ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 \leq 4$	h =35cm ≥30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=35/30=1.16 ≤ 4
	conditions vérifiées	conditions vérifiées
Condition de Rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$	h/L_{max} = 0.078 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$	h/L_{max} = 0.074 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$
	condition vérifiée	condition vérifiée

Conclusion :

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

- Poutre principale : Axes (E-F): (30x45) cm^2**b=30 cm, h=45cm.**
- Poutre secondaire : Axes (1-2): (30x35) cm^2**b=30cm, h=35cm**.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

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

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

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. **[Art B.8.1.1]** (2)

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

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

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

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

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

Selon le CBA93 **[Art B.8.4.1]** on doit effectuer la vérification suivante : $\mathbf{N_u \leq N_{adm}}$

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

Avec :

- **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm) *(h-2cm) ».**
- γ_b**=1.5**coefficients de sécurité du béton (situation durable).
- γ_s **=1.15**coefficients de sécurité de l'acier (situation durable).
- f_{c28}=25MPa, f_e=400MPa } résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2\,(\lambda / 35)^2$ pour $\lambda \leq 50$; $\alpha = 0.6\,(50/\lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

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

Où : i : Rayon de giration ; λ : L'élancement géométrique ; L_f : Longueur de flambement.

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

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

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

Dans ce projet on a : L_f =0.7 * L_0. L_0= 3.06 m

Donc : **L_f= 2.142m**

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

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

Tableau II.9. Calcul de l'effort Nadm

Etages	Dimension (cm^2)	B_r (cm^2)	L_f (m)	i (m)	A	α	B (cm^2)	A_s (cm^2)	N_{adm} (KN)
7	35x35	1089	2.142	0.101	21.21	0.79	900	0.9	1617.897
6,5	40x40	1444	2.142	0.115	18.63	0.80	1225	1.225	2173.346
4,3,2	45x45	1849	2.142	0.130	16.48	0.81	1600	1.600	2818.578
1, RDC Sous-S	50x50	2304	2.142	0.144	14.88	0.82	2025	2.025	3556.423

II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (E - 5) :

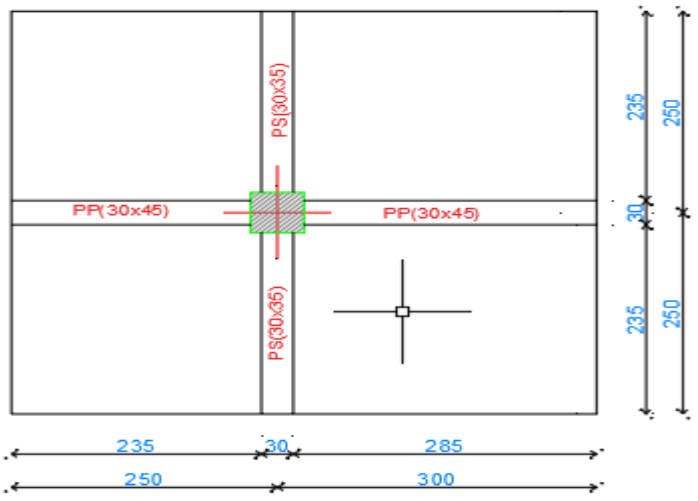


Figure II.2. Le poteau le plus sollicité (E - 5)

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

S_p = (5.50 – 0.30) * (5.00 - 0.30) **S_p =24.44 m^2**

- ✓ La surface complète : St

S_t = 5.50 *5.00**S_t= 27.5 m^2**

II.5.5. Descente des charges : [Art 6.3] (3)

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

II.5.5.a Surcharges d'exploitation :

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, **Q2**, **Qn** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage (on démarre de haut en bas).

Charge d'exploitation : Q_{total}

Q_{total} = Q xS_t= 1 x 27.50 ……**Q_{total} = 27.50 KN**

Plancher terrasse : Q_0=$Q_{terrasse}$*S_t

$6^{éme}$: Q_0+Q_1 ;

$5^{éme}$: Q_0+0.95*(Q_1 + Q_2) ;

$4^{éme}$: Q_0+0.90*(Q_1 + Q_2+ Q_3) ;

$3^{éme}$: Q_0+0.85*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4) ;

$2^{éme}$: Q_0+0.80*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5) ;

$1^{éme}$: Q_0+0.75*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6) ;

RDC: Q_0+0.714*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7) ;

Sous-S: Q_0+0.688*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8) ;

Tableau II.10. Détermination des charges d'exploitations

Etage	Q (KN/m^2)	S_t (m2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Q cum (KN)
7éme	1	27.5	Q_0	27.5	/	27.500
6éme	1,5		Q_1	41.25	1	68.750
5éme	1,5		Q_2	41.25	0,95	105.875
4éme	1,5		Q_3	41.25	0,90	138.875
3éme	1,5		Q_4	41.25	0,85	167.750
2éme	1,5		Q_5	41.25	0,80	192.500
1er	1,5		Q_6	41.25	0,75	213.125
RDC	1,5		Q_7	41.25	0,714	233.667
Sous-S	1,5		Q_8	41.25	0,688	254.540

II.5.5.b. Détermination des charges permanentes :

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

	Gplancher (KN)	G pot (KN)	Gpp (KN)	Gps (KN)	G (KN)	Gcum (KN)
Terrasse	168.636	9.37	17.550	12.337	207.893	207.893
6	157.882	12.24	17.550	12.337	200.009	407.902
5	157.882	12.24	17.550	12.337	200.009	607.911
4	157.882	15.49	17.550	12.337	203.259	811.170
3	157.882	15.49	17.550	12.337	203.259	1014.429
2	157.882	15.49	17.550	12.337	203.259	1217.688
1	157.882	19.125	17.550	12.337	206.894	1424.582
RDC	157.882	19.125	17.550	12.337	206.894	1631.476
SS	157.882	19.125	17.550	12.337	206.894	1838.370

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

Etage	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nadm (KN)	NU (KN)	1.1*NU (KN)	vérification
Terrasse	207.893	27.500	1617.897	321.905	354.096	condition vérifié
6	407.902	68.750	2173.346	653.793	719.172	condition vérifié
5	607.911	105.875	2173.346	979.492	1077.441	condition vérifié
4	811.170	138.875	2818.578	1303.392	1433.731	condition vérifié
3	1014.429	167.750	2818.578	1621.104	1783.214	condition vérifié
2	1217.688	192.500	2818.578	1932.629	2125.892	condition vérifié

1	1424.582	213.125	3556.423	2242.873	2467.160	condition vérifié
RDC	1631.476	233.667	3556.423	2552.993	2808.292	condition vérifié
SS	1838.370	254.540	3556.423	2863.609	3149.970	condition vérifié

II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 :[Art 7.4.1] (1)

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

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

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

Etages	Application des conditions	Vérification
7	Min (35,35) = 35cm $\geq$ 30cm	Vérifiée
	Min (35,35) = 35cm $\geq \frac{261}{20}$ = 13.05cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Vérifiée
6+5	Min (40,40) = 40cm $\geq$ 30cm	Vérifiée
	Min (40,40) = 40cm $\geq \frac{261}{20}$ = 13.05cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifiée
4+3+2	Min (45,45) = 45cm $\geq$ 30cm	Vérifiée
	Min (45,45) = 45cm $\geq \frac{261}{20}$ = 13.05cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifiée
1+ RDC + Sous-S	Min (50,50) = 50cm $\geq$ 30cm	Vérifiée
	Min (50,50) = 50cm $\geq \frac{261}{20}$ = 13.05cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifiée

II.5.7. Vérification aux zones nodales : [Art 7.5.1] (1)

$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$
$d \leq \max(b_1/2, h_1/2)$

Tableau II.14. Vérification aux zones nodales

Etages	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2$, $h_1/2$) (cm)	$d \leq$ max ($b_1/h_1/2$)
7	30	35	35	vérifiée	2.50	17.50	vérifiée
6 + 5	30	40	40	vérifiée	5.00	20.00	vérifiée
4 + 3 + 2	30	45	45	vérifiée	7.50	22.50	vérifiée
1 + RDC + Sous-S	30	50	50	vérifiée	10.0	25.00	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles :[Art 7.7.1] (1)

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

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

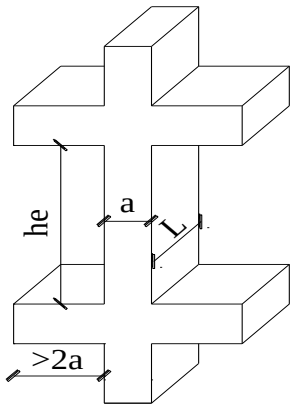


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

Dans notre cas :

$h_e = 3{,}06 - 0.35 = 2.71$m.

$a \geq$ Max (15 cm; he/20)

$a \geq$ Max (15 cm; 13.55 cm)

$a \geq$15 cm**On adoptera: a =15 cm.**

II.7. Conclusion :

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

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

  (30x45) cm : pour tous les étages (axe E - F).

- ✓ Les poutres secondaires :

  (30x35) cm pour tous les étages(axes 1 - 2)

- ✓ Les poteaux :

  (35x35) : 7éme étage

  (40x40) :(6 + 5)éme étages

  (45x45):(2 + 3+ 4)éme étages

  (50x50): RDC+Sous-S+1er étage

- ✓ L'épaisseur du voile :

  ep : (15) cm.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction :

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

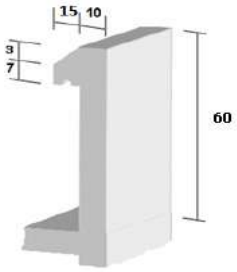
Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

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

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

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



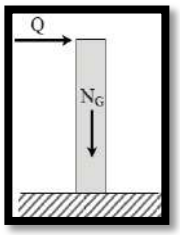


Figure III.1. L'acrotère Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Principe de calcul :

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

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

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

III.2.2.1.paramétre de calcul :

Béton Fc28 = 25 Mpa Réf : DTR.BE-2-1-Art 3.2.1

Acier Fe = 400 MpaRéf : DTR.BE-2-1-Art 2.2

$\sigma_b = 0.85 * fc28/\gamma_b = 14.2\text{MPa}\sigma_s = fe/\gamma_s = 348\text{MPa}$

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

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

Charge permanente = Poids propre G(KN/ml)	G= [(0.6 x 0.1) + (0.15 x 0.1)] x25 G=1.875KN/ml	Réf:DTR.BC 2.2-Art.Ⅲ.1
Surcharge d'exploitation Q (KN/ml)	Q = 1.00 KN	Réf:DTR.BC 2.2-Art.7.2.1

Tableau III.2.Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

	L'E.L.U	L'E.L.S
L'effort normal N (KN/ml)	N_u =1,35×G=**2.53**	N_{ser}= G=**1.875**
Moment d'encastrement M (KN.m/ml)	M_u = 1,5×Q×h=**0.9**	M_{ser} = Q×h=**0.6**
L'effort tranchant T(KN/ml)	T_u=1,5Q=**1.5**	T_{ser}= Q=**1**
Référence	CBA 93-Art.a.3.3.2.1	CBA 93-Art.a.3.3.3

III.2.4. Calcul de ferraillage à l'E.L.U:

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10)cm^2 soumise à la flexionComposée et en situation durable, les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul EXPERT BA 2010.

Tableau III.3. Ferraillage de l'acrotère.

Type d'acrotère (cm^2)	Sectionde calcul(cm^2)	A_v (cm^2/ml)	$A_{vChoisie}$ (cm^2/ml)	$A_{rép}(h)$ $(\frac{cm^2}{0.6m})$	$A_{rép}(h)Choisie$ (cm^2/0.6m)	e (cm)	$e_{rép}$ (cm)
60x10	100x10	4.40	7HA10 = 5.5	1.375	4HA8 = 2.01	15	15

III.2.5. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma_b}\\ \sigma_s \le \overline{\sigma_s}\\ \sigma_s' \le \overline{\sigma_s}\end{cases}$, Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e\,;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPA \qquad \textbf{Réf}: CBA93 - Art.A.4.5.3.3$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\ MPa \qquad \textbf{Réf}: CBA93 - Art.A.4.5.3.3$$

Tableau III.4. Vérification à l'état limite de service (ELS)

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

Donc :

On adoptera les sections calculées à ELU

III.2.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ MPa \qquad \text{Réf : CBA93 - Art.A.5.1.1}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{fc_{28}}{\gamma b} = 1.16\ MPa \quad \text{Réf : CBA93 - Art.A.3.22}$$

D'où alors: $\tau_u = 0.02\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16 MPa$ …….…….. CV

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

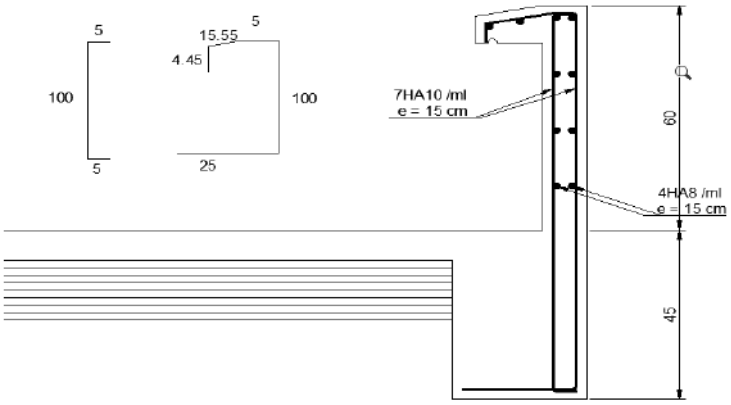


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Calcul des planchers :

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

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cmd'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

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

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

F_e : Nuance de l'acier FeE400 ($F_e = 400$).

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

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

$$\text{On a: } L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{400} = 0.6cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.30\ cm^2/ml$$

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

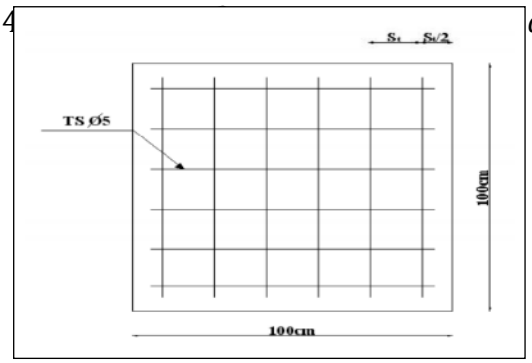
$A_{t2} = 4$  $de\ 25cm.$

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

III.3.2. Calcul des poutrelles :

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

La section du béton est définie par :

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

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

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.3.2.1. Calcul avant coulage :

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

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

La méthode exposée en annexe1 Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠ 0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$

III.3.2.1.1. Calcul des étaiements :

Tableau III .5. Calcul de nombre d'étaiement

N° Etais	L (m)	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	MG (KN.m)	MQ (KN.m)	MU (KN.m)	μ	μ_l	Vérif
0	5.00	0.72	2.500	2.250	3.125	7.725	5.037	0.392	Non
1	2.50	0.72	1.250	0.562	0.781	1.930	1.258	0.392	Non
2	1.66	0.72	1	0.248	0.415	0.957	0.624	0.392	Non
3	1.25	0.72	1	0.140	0.312	0.657	0.428	0.392	Non
4	1	0.72	1	0.090	0.250	0.496	0.323	0.392	Oui

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacée de 100 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2. Calcul après coulage :

Dans cette étape, La poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression,Pour les planchers étudiés, on aura cinq types des poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- ✓ Poutrelle à une seule travée.
- ✓ Poutrelle à deux travées.
- ✓ Poutrelle à trois travées.
- ✓ Poutrelle à quatre travées.
- ✓ Poutrelle à cinq travées.

III.3.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

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

Tableau III.6. Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
terrasse inaccessible	6.90 x 0.60 = 4.14	1x 0.60 = 0.60	6.489	4.740
E. courant d'habitation	6.46 x 0.60 = 3.88	1.5 x 0.60 = 0.90	6.588	4.780

III.3.2.2.2. Calcul des efforts internes :

D'après logiciel SAP2000 en calcul tous les Sollicitations des poutrelles précédentes et on prend lespoutrelles les plus défavorables

Type 01 : Poutrelle à une seule travée



Figure 0.5: Schéma statique équivalent de poutrelle 1

Type 02 : Poutrelles à deux travées

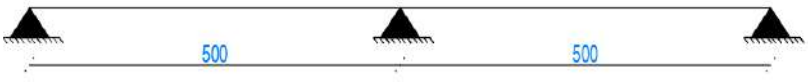


Figure 0.6: Schéma statique équivalent de poutrelle 2

Type 03 : Poutrelles à trois travées



Figure 0.7: Schéma statique équivalent de poutrelle 3

Type 04 : Poutrelles à quatre travées



Figure 0.8: Schéma statique équivalent de poutrelle 4

Type05 : Poutrelles à cinq travées



Figure 0.9: Schéma statique équivalent de poutrelle 5

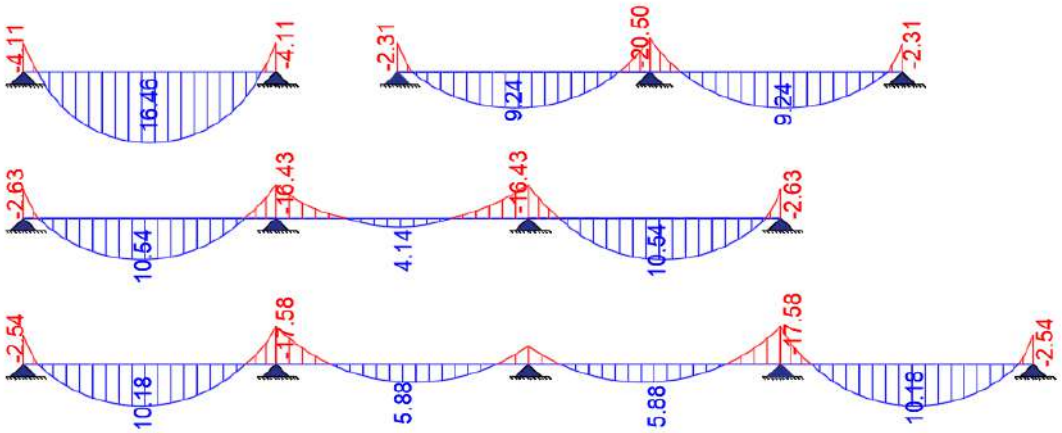


Figure 0.10: Les diagrammes du moment fléchissant à l'ELU aux étages courant

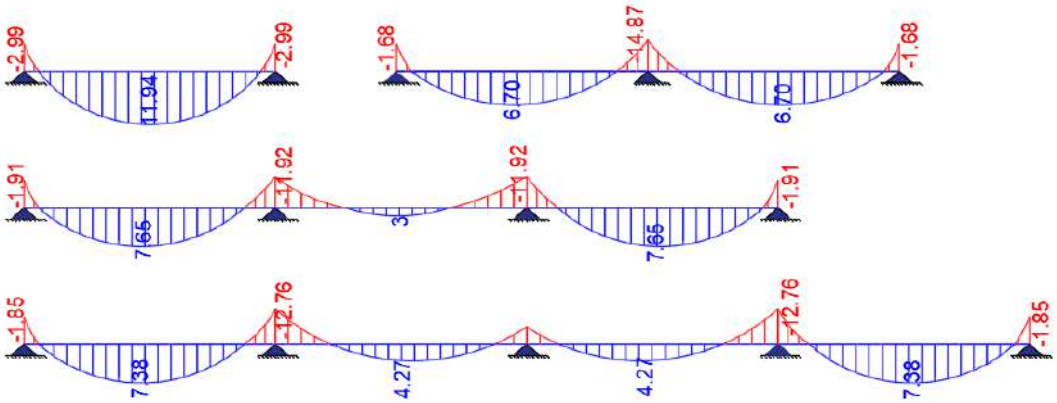


Figure 0.11: Les diagrammes du moment fléchissantà l'ELS aux étages courants

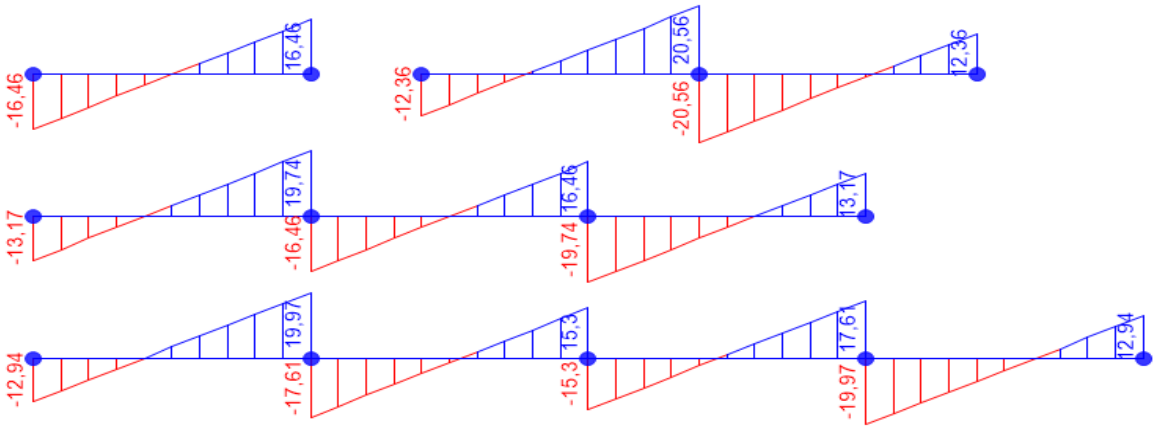


Figure 0.12 : Les diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU aux étages courants

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.7

Tableau 0.7: Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
EC	-20.50	-14.87	16.46	11.94

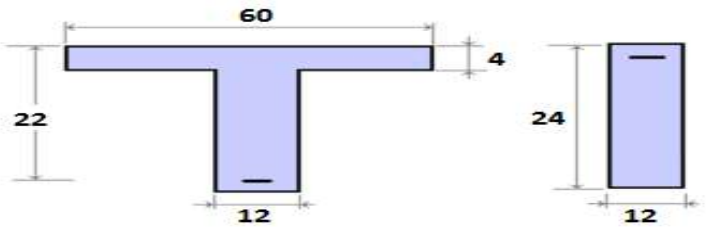
III.3.2.2.3.Calcul du ferraillage à l'ELU :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel decalcul EXPERT BA pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.18.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E400) dont lescaractéristiques sont donnéesen annexe 2 Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence(dont E400) pour les armatures de renforcement.



En travée **En appui**

Figure 0.13: Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

a. Ferraillage en travées :

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

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

b. Ferraillage en appuis

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

Tableau 0.8: Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Travée	Sollicitations à L'ELU		Sections d'armatures calculées				Sections d'armatures choisies			
Long (m)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A'_{S1}(cm^2)$	$A'_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A'_{S1}(cm^2)$	$A'_{S2}(cm^2)$
5.00	16.46	-20.49	2.20	0.00	0.00	3.74	3HA10	1HA10	3HA10	1HA10 + 2chHA14
							2.36	0.79	2.36	3.86

III.3.2.2.4.Vérification des contraintes normales à L'ELS-CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ; type de fissuration : **peu nuisible**.

Tableau 0.09 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Travée (m)	**Sollicitationà l'ELS(kN.m)**		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
L	M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
5.00	11.94	-14.87	4.28	246.88	7.68	11.32	218.82	130.98	15	400	**vérifier**

III.3.2.2.5.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme depoutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau 0.10: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Section et Sollicitations à L'ELU			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b (cm)	h (cm)	$T_u\ (KN)$	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification	ZN	ZC	ϕ	At
8	24	20.56	1.17	3.33	Oui	20	20	4	2HA4

III.3.2.2.6.Vérification des flèches à L'ELS-CBA93 Art.B.6.5.3 :

Combinaison : **G+Q**

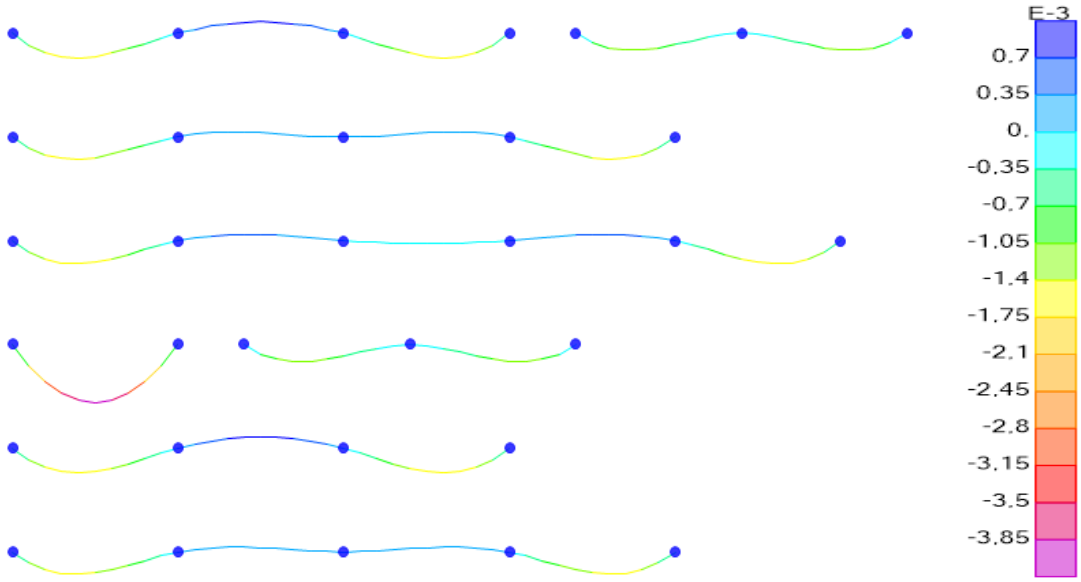


Figure 0.14: Les flèches des poutrelles dans la terrasse et les étages courants à L'ELS

$\bar{F}=\frac{L}{500}$Si L ≤ 5m$\bar{F}$= 0.5cm + $\frac{L}{1000}$Si L > 5m

Tableau 0.11: Vérification de la flèche

Poutrelle			**Sollicitations à L'ELS**			**Armaturesprincipales**		**Flèche**		**Vérification**
b (cm)	h (cm)	L (m)	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
8	24	5	2.99	11.94	2.99	2.36	0.79	9.1	10	Oui

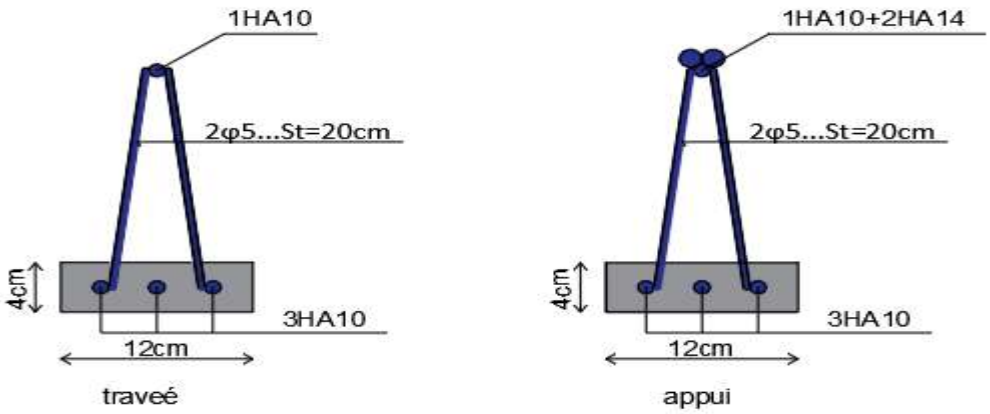


Figure 0.15: Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis.

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Introduction :

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de planhorizontal permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Il doit donc êtreéconomique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

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

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

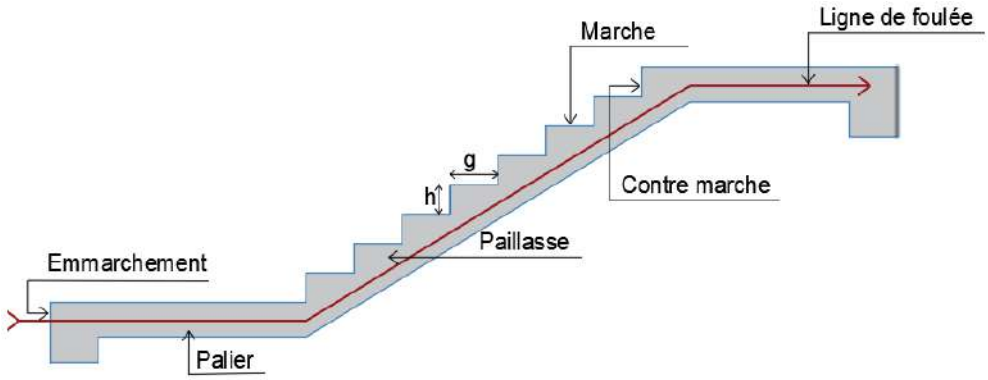


Figure III.16. Représentation d'un escalier

Avec :

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

III.4.3. Les déférents types d'escaliers :

Pour notre cas, on a 02 types d'escaliers ;

III.4.3.1. Escaliers semi balancier (semi collectif) :

Nous réalisons cetype d'escalier en bois

III.4.3.2. Escalier droite à trois volets :

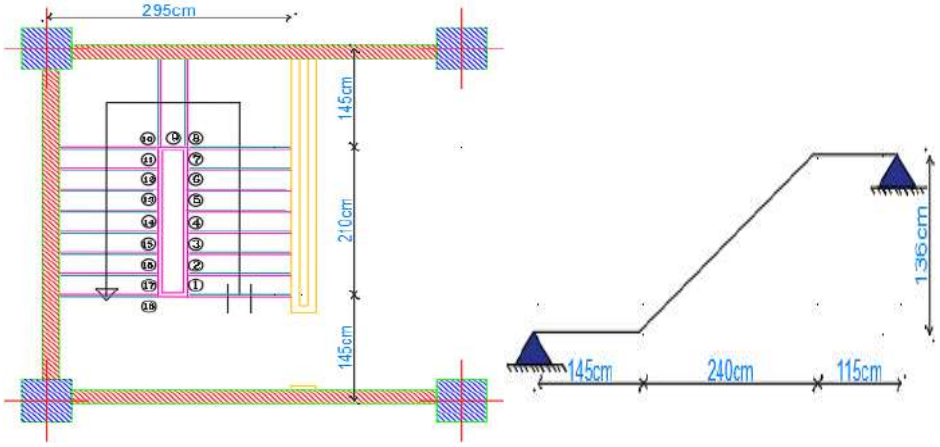


Figure III.17. Schéma de l'escalier Figure III.18. Schéma statique de l'escalier

III.4.3.2.A. Pré dimensionnement :

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

$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54°$

❖ Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{cos(29.54)} \Rightarrow L_0 = 2.75$ m

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

- $60 \leq g + 2h \leq 64$
- $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

Avec : n : nombre de contres marches

n-1 : nombre de marches.

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

On prendre **g=30cm** (préliminaire),

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

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

Donc : On prendre **h=17cm**

Pour le 1er et la 3éme volet :

$n = \frac{H}{h} = \frac{1.36}{0.17} = 8$ Donc : **n = 8**

$h = \frac{H}{n} = \frac{1.36}{8} = 0.17$

Pour la2éme volet :

$n = \frac{H}{h} = \frac{0.34}{0.17} = 2$ Donc : **n = 2**

$h = \frac{H}{n} = \frac{0.34}{2} = 0.17$

Conclusion :

- Le giron : g=30cm
- La hauteur de contre marche : h = 17cm

- Le nombre des marches et contre marches : n=8 ; n -1 = 7 pour le 1er et la 3éme volet
- Le nombre des marches et contre marches : n = 2 ; n -1 = 1 pour la 2éme volet
- L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$ Avec : $l = l_0 + 1.15 + 1.45$ **l = 5.35 m**

$\frac{5.35}{35} \leq ep \leq \frac{5.35}{30}$; $15.28 \leq ep \leq 17.83$; Nous essaiontep(15,16,17,18,19) n'est pas vérifier la flèche …….. Donc : **ep = 20 cm**

III.4.3.2.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.2. B.1. Charges permanentes :

Tableau III.12. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2.C.4-Rvetement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2.C.2-Enduits
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2. Annexes VI-A
4	Poids propre de la marche	0.20 / 2	25	2.13	DTR B.C.2.2.B-Poids volumiques
5	Dalle de palliasse	0.20/Cos α	25	5.75	DTR B.C.2.2.B-Poids volumiques
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2.C.2-Enduits
TOTAL				**9.58**	

Tableau III.13. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.20	25	5.00
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**6.70**

III.4.3.2. B.2. Charges d'exploitations :

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usaged'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

III.4.3.2.C. Combinaison des charges :

Tableau III.14. Combinaison des charges de l'escalier

		G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
				$P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	$P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Usage d'habitation	Paillasse	9.58	2.5	16.68	12.08
	Palier	6.70	2.5	12.80	9.2

III.4.3.2.D. Détermination des efforts :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de Sous – sol jusqu'à la dernière étage), Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux typesde charges Get Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, onaura les sollicitations s'illustrés dans les tableaux III.15 et tableaux III.16.

Tableau 0.15: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
					$0,85.M_0$ (kN.m)	$-0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	6.70	2.5	12.80	54.32	46.17	-27.16
Paillasse	9.58	2.5	16.68			

Tableau 0.16: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
					$0,85.M_0$ (kN.m)	$-0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	6.70	2.5	9.20	39.28	33.39	-19.64
Paillasse	9.58	2.5	12.08			

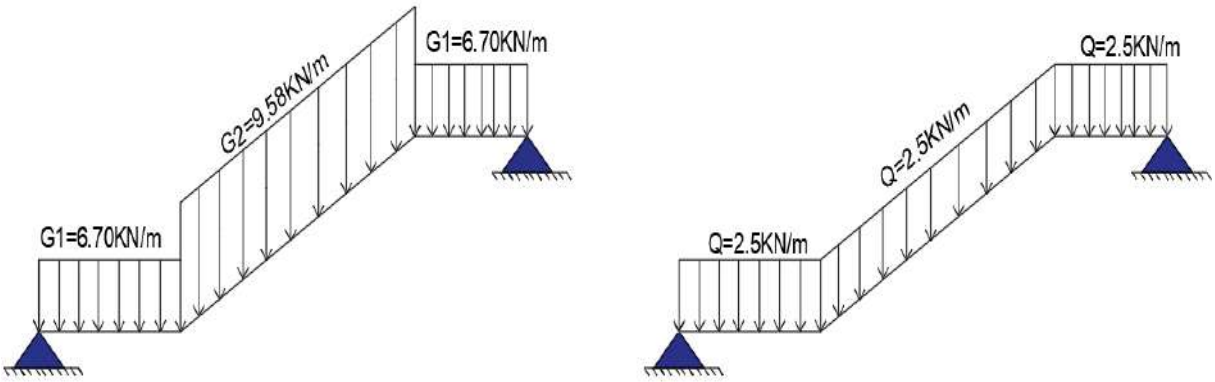


Figure 0.19: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.

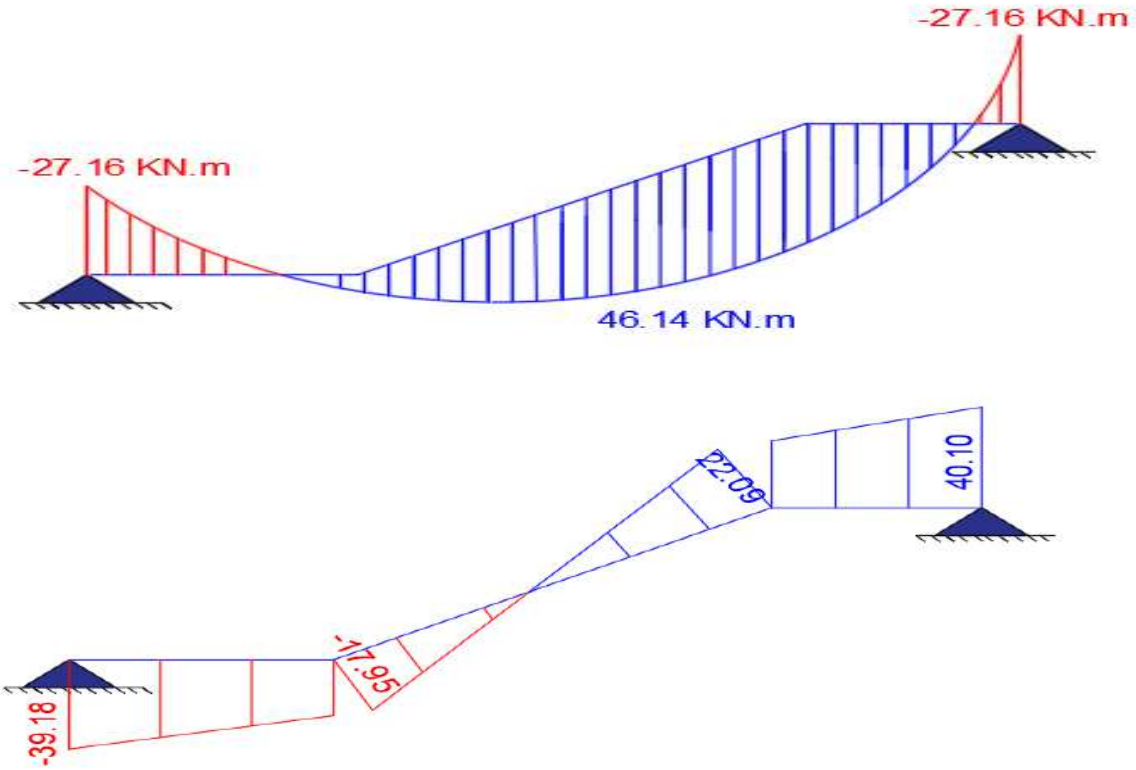


Figure 0.20: Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU

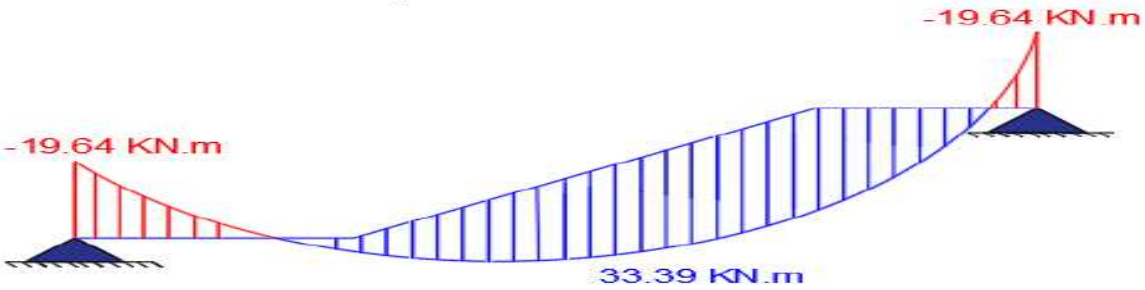


Figure 0.21 : Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELS.

III.4.3.2.E. Calcul de ferraillage des escaliers à l'ELU :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.17. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

- ✓ **Les armatures longitudinales** : ou principales ; sont disposer pour équilibrer les contraintes normales de traction due au moment de flexion en travée et en appui.

Tableau III.17 .Calcul des sections d'armatures longitudinales d'escalier

Escalier		Sollicitations Al' ELU		Sections d'armatures calculées			
B	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	20	46.17	-27.16	8.04	0.00	0.00	4.61

Tableau.III.18.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Escalier			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A_{min}	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	2.00	7 HA 14	0.00	0.00	7 HA 14
			10.78	/	/	10.78

Section minimale : Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm^2) …….CBA93 Art.B.6.4

- ✓ **Les armatures de répartitions** : ou transversale ; sont disposer pour équilibrer les contraintes normales de traction due au moment de flexion transversale en travée et en appui ;$A_{rép}$= A_S /4/ml .

Tableau.III.19. Calcul des sections d'armatures de répartitions d'escalier

Sections d'armatures de répartition calculées				Section d'armature de répartition choisie			
$A_{rép\ 1}$	$A_{rép\ 2}$	$A'_{rép\ 1}$	$A'_{rép\ 2}$	$A_{rép\ 1}$ Choisi	$A_{rép\ 2}$ Choisi	$A'_{rép\ 1}$ Choisi	$A'_{rép\ 2}$ Choisi
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
2.70	/	/	2.70	7 HA 8	0.00	0.00	7 HA 8
				3.52	/	/	3.52

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

✓ **Armatures longitudinal :**

St = 15 cmN$_b$ = $\frac{100}{15}$ = 7

L'espacementminimal:St$_{min}$=2.5cm

L'espacement maximal: St$_{max}$≤ Min[3h,33cm]

St$_{max}$≤ Min [60,33cm] =**St$_{max}$= 33 cm**

2.5cm ≤ S_t = 15 cm ≤ 33 cm ……**Condition vérifié**

✓ **Armatures de répartitions :**

St = 15cmN$_b$ = $\frac{100}{15}$ = 7

L'espacement minimal : St$_{min}$=2.5cm

L'espacement maximal :St$_{max}$≤ Min [4h, 45cm]

St$_{max}$≤ Min [80,45cm] =**St$_{max}$= 45 cm**

2.5cm ≤ S_t = 15 cm ≤ 45cm ……**Condition vérifiée**

III.4.3.2.F. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ; type de fissuration : **peu nuisible**.

Tableau 0.20 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
33.39	-19.64	7.10	200.16	0.00	4.18	117.74	0.00	15	400	**vérifier**

III.4.3.2.I.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Tableau 0.21: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Escalier		**Vérificationà L'ELU**			
b (cm)	e (cm)	T_u(KN)	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification
100	20	40.10	0.23	1.16	Oui

III.4.3.2.G.Vérification des flèches à L'ELS-CBA93 Art.B.6.5.3 :

Combinaison : **G+Q**

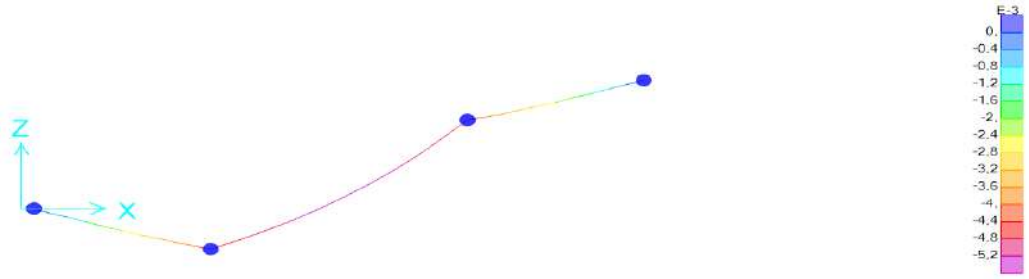


Figure 0.22: La flèche de l'escalierà L'ELS

$\frac{h}{L} = \frac{0{,}20}{5.35} = 0.037 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{46.17}{20 \times 54.32} = 0.042$ …… **Condition non vérifié**

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{10.78}{100 \times 17.5} = 0.0062 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …… ….. **Condition non vérifié**

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire Annexe 04. On doit vérifier que : **$\Delta f \leq \bar{f}$**

$\bar{F} = \frac{L}{500}$ Si L ≤ 5m $\qquad$ $\bar{F} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000}$ Si L > 5m

Tableau 0.22: Vérification de la flèche

Escalier			Sollicitations à L'ELS			Armaturesprincipales		Flèche		Vérification
b (cm)	L (m)	e (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(m m)	Oui / Non
100	5.35	20	-19.64	33.39	-19.64	10.78	0.00	8.7	10.35	Oui

III.4.3.2.K. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui :

- ✓ **Section de non fragilité :**

  $A_{min} = \min\left\{0.26\frac{f_{t28}}{f_e} * b*d;\ 0.0013*b*d\right\} = 2.27 cm^2$.ml……**Réf:**EC2-Art.

- ✓ **Les armatures choisis :**

  A=7HA8=3.52 cm^2.ml

  Espacement : e =15 cm

  $A_{rép}$= A/4 = 0.88…on choisis$A_{rép}$=7HA8 = 3.52 cm^2.ml

  Espacement : e =15 cm

- ✓ **Armatures longitudinales pour éviter les poussées au vide :**

  A_v= 7HA8 = 3.52 cm^2.ml e = 15 cm.ml

✓ **Détaille de ferraillage :**

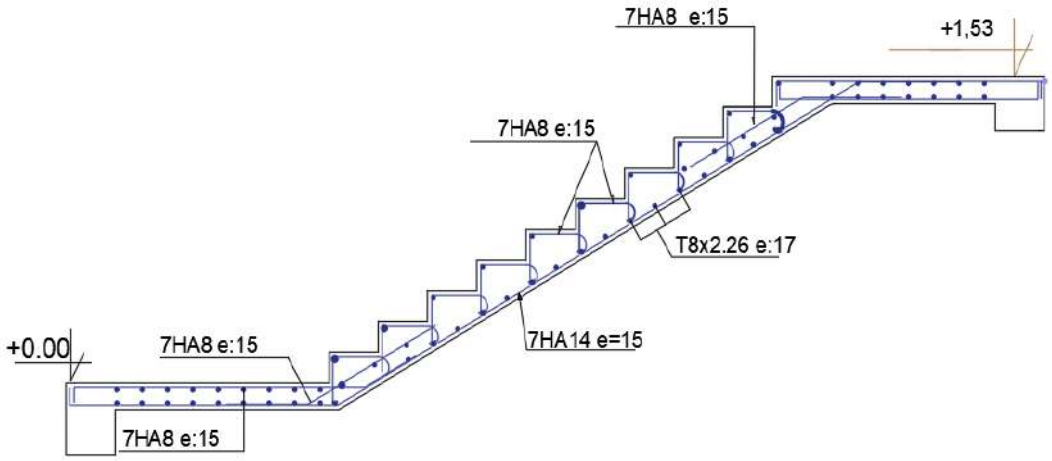


Figure 0.23 :Ferraillage d'escalier en travée et aux appuis.

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux,La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigéespar les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnementjusqu'au ferraillage devront être remplies. Elle a une section (b * h).

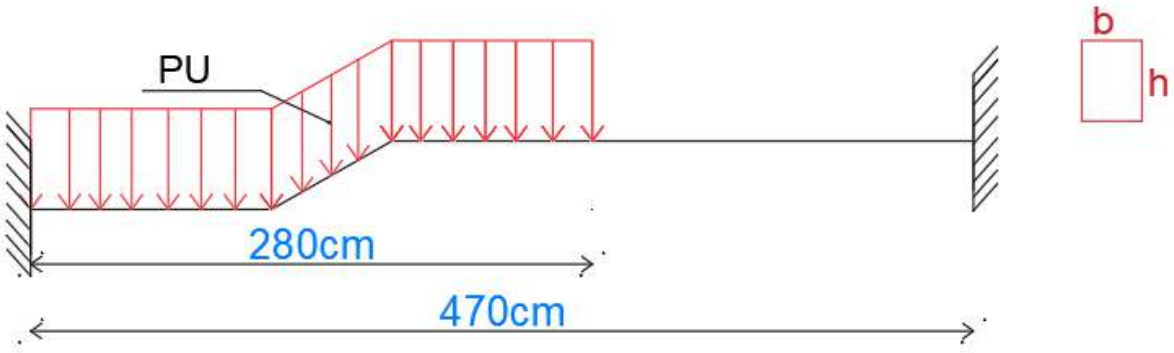


Figure III.24. Dimensionnement de la poutre palière.

III.4.4.1. Pré dimensionnement :

Dans notre cas la poutre palière est une poutre brisée

La longueur de la poutre : L = 4.70 m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => 31.33cm ≤ h ≤ 47.00cm on prend h= 40 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h =>12.00cm ≤ b ≤ 28.00cmon prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 40)cm^2.

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

b = 30 cm ≥ 30cm ……**Condition vérifié**

h = 40 cm ≥ 30cm ……**Condition vérifié**

$\frac{h}{b}$ = 1.33< 4 ……**Condition vérifié**

III.4.4.3. Evaluation des charges :

✓ **Calcule des charges :**

Poids propre de la poutre palière : p_p = 0.40*0.30*25=3.00 KN/ml

Réactions d'escalier : R_G = 22.23 KN ; R_Q = 6.73 KN ;

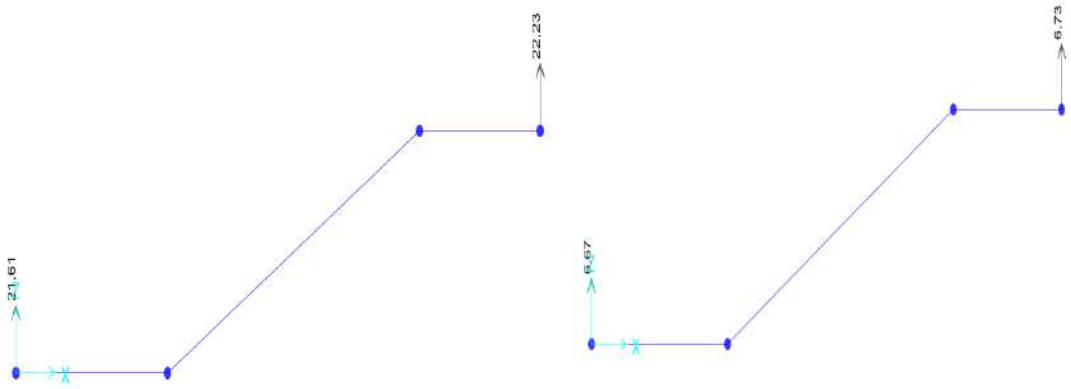


Figure III.25. Les réactions d'appuis de l'escalier $R_G$et R_Q.

Donc G =$[P_p + 2R_G]$ / L =[3 + 2 ∗ 22.23] / 2.80= 16.95 KN/ml

Q =$[2R_Q]$ / L =[2 ∗ 6.73] / 2.80= 4.81 KN/ml

L:C'est la longueur qui support la charge d'escalier

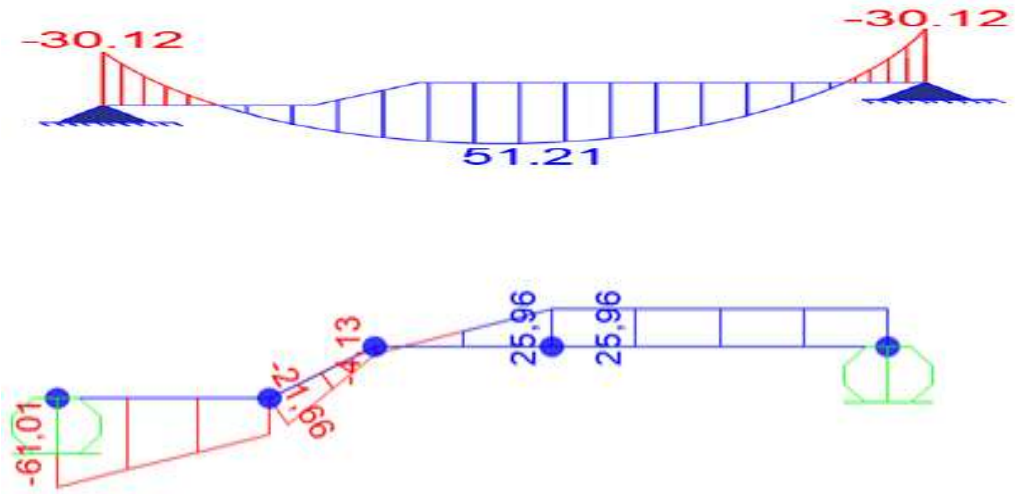


Figure 0.26 : Diagramme des momentset efforts tranchants retenus à l'ELU.

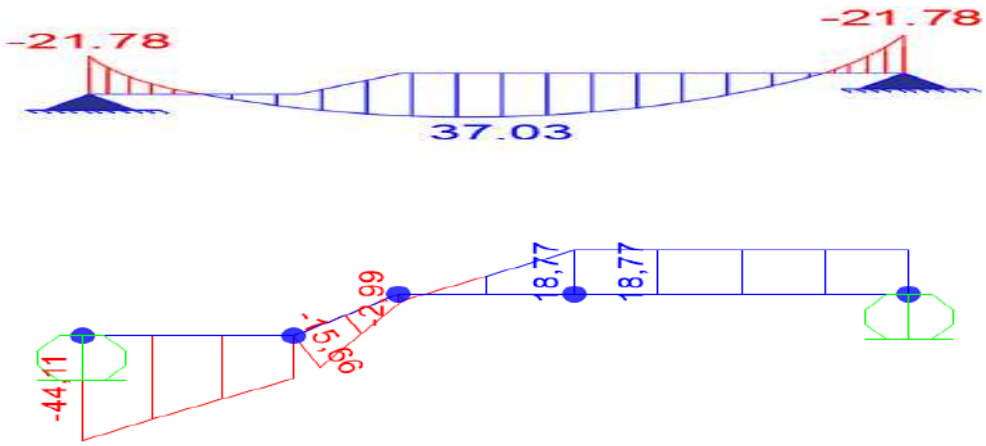


Figure 0.27 : Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELS.

Tableau III.23. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

	$\mathbf{M_0}$ (KN.m)	$\mathbf{M_t}$ (KN.m)	$\mathbf{M_a}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
ELU	60.25	51.21	-30.12	-60.01
ELS	43.56	37.03	-21.78	-44.11

III.4.4.4. Calcul de Ferraillage de Poutre palière à l'ELU:

Tableau III.24. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière

Poutre palière		Sollicitations à l' ELU		Sections d'armatures calculées			
B	h	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	40	51.21	-30.12	4.11	0.00	0.00	2.37

Tableau III.25. Sectionsd'armatures choisies de la poutre palière

Poutre palier				Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A_{min}		As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	40	6		4 HA 12	0.00	0.00	4 HA 12
				4.52	/	/	4.52

✓ **Section minimale :**

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

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

III.4.4.5. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ; type de fissuration : **peu nuisible**.

Tableau III.26. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre palière

Sollicitationà l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
37.03	-21.78	5.50	237.71	61.20	3.24	139.82	35.99	15	400	**vérifiée**

Donc :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.4.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Tableau 0.27: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Poutre palier		**Vérification à L'ELU**			
b (cm)	h (cm)	T_u(KN)	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification
30	40	-60.01	0.53	4.35	Oui

$\overline{\tau}_u$=Min [0.2*$\frac{f_{c28}}{\gamma b}$,5Mpa]

III.4.4.7. Armatures transversales :

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35} = \frac{400}{35} = 11.43mm$; φ_l =12mm ;$\frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30mm$] = 11.43 mm .

On adopter: φ_t= 8mm

$a_t = \frac{\pi * \varphi_t^2}{4} = \frac{3.14 * 0.8^2}{4}$ = 0.50 cm^2 ; $A_t = a_t * n_t$ avec $\mathbf{n_t = 3}$ A_t = 1.50 cm^2

Donc on adopter: A_t =3HA8 = 1.51 cm^2

III.4.4.8. Vérification solen CBA 93 :

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 10\text{cm} ; 12\varphi_l = 12 * 1.2 = 14.40\text{cm}\right]$ =10cm

Zone courante :$\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =33.75cm; 40cm] = 33.75cm

On adopte les1 valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 10cm ≤ 10cm…..**.....Condition vérifié**

Zone courante : St = $\frac{h}{2}$= 15 cm ≤ $\overline{S_t}$= 33.75**..... Condition vérifié**

III.4.4.9.Vérification solen RPA 99 V 2003 :

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. Zone courante.

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

A_{min} =0.5%*30*35 = 6cm^2≤ ΣA = 9.04cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*40 = 48cm^2...**Condition vérifiée**

III.4.4.10.Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{470} = 0.0851 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$ ……..**Condition vérifiée**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{40}{470} = 0.0851 \geq \frac{37.03}{10 \times 43.56} = 0.085$$ ……**Condition vérifiée**

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{30 \times 37.5} = 0.0040 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$ …… **Condition vérifiée**

- **Conclusion :**La condition de la flèche est vérifiée.

$\bar{F} = \frac{L}{500}$Si L ≤ 5m $\bar{F}$= 0.5cm + $\frac{L}{1000}$Si L > 5m Vérification proprement dite de la flèche pour des raisons économiques.

Tableau 0.28: Vérification de la flèche

Poutre palier			Sollicitations à L'ELS			Armaturesprincipales		Flèche		Vérification
b (cm)	L (m)	h (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
30	4.70	40	-21.78	37.03	-21.78	4.52	4.52	5.50	9.40	Oui

III.5. Les dalles pleines :

III.5.1. Définition :

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'ellesupporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dansles structures, notamment pour les formes irrégulières,reposant sur 1,2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de forme régulière rectangulaire reposant sur un appui et sur 2 appuis.

III.5.2. Principe de calcule :

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

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que Σ $travaux$ = 0, voir annexe 3

III.5.3 .Paramètre de calcul :

Matériaux :

BétonF_{C28}= 25MpaRéf : DTR.BE-2-1-Art.2.1.1.1

Acier Fe = 400 MpaRéf : DTR.BE-2-1-Art 2.2

III.5.4. Evaluation des charges :

Charge permanente : G = 6.91 KN/m^2Réf : DTR.B.C 2.2-Art.III.1

Charge d'exploitation : Q = 3.50 KN/m^2Réf : DTR.B.C 2.2-Art.7.2.1

III.5.5.Combinaison des charges :

Solicitations:

1.35G + 1.5Q = 14.58 KN/m^2Réf : CBA93-Art. a.3.3.2.1

G + Q = 10.41 KN/m^2Réf : CBA93-Art. a.3.3.3

III.5.6 . Les déférents types des dalles pleines :

- Dalle reposant sur un appui
- Dalle reposant sur deux appuis

III.5.6.A. 1er type :(dalle reposant sur unappui)

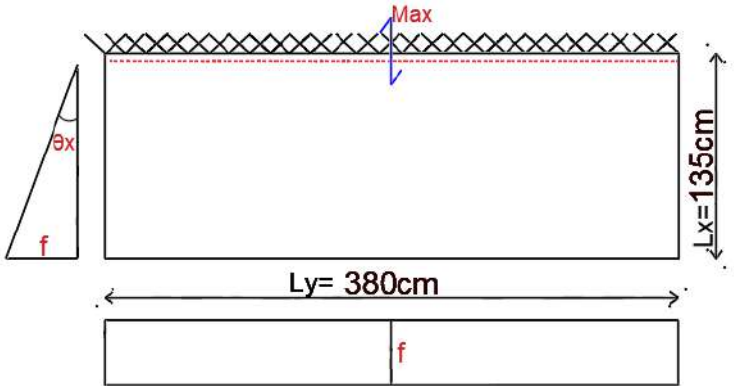


Figure III.28. Dalle pleine rectangulaire reposant sur un appui (type 1)

III.5.6.A.1. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau III.29. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU

	$\mathbf{M_{tu}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{au}}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
Sens X	0	-9.75	-12.22
Sens Y	/	/	/

III.5.6.A.2.Calcul de ferraillage à l'ELU :

Sens X :

Tableau III.30. Calcul des sections d'armatures de la Dall

Dall		Sollicitations à l' ELU		Sections d'armatures calculées			
b	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	15	0.00	-9.75	0.00	0.00	0.00	2.30

Tableau.III.31.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Dall				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	e	A_{min}		As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm²]		[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	15	1.50		7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8
				3.52	3.52	3.52	3.52
				15	15	15	15

Section minimale : Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm²) …….CBA93 Art.B.6.4

III.5.6.A.3. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Tableau III.32. Résultats des moments à l'ELS

	$\mathbf{M_{tser}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{aser}}$(KN.m)
Sens X	0	-6.97
Sens Y	/	/

Combinaison : **G+Q** ; type de fissuration : **préjudiciable**

Tableau 0.33 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
0.00	-6.97	/	/	/	1.70	16.99	16.99	15	201.63	**vérifier**

III.5.6.A.4.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Tableau 0.34: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Dall		**Vérificationà L'ELU**			
b (cm)	e (cm)	T_u(KN)	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification
100	15	12.22	0.081	1.16	Oui

$$\overline{\tau} = 0.07\frac{fc_{28}}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Réf : CBA93- Art.A.3.22}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Les armatures de répartition :** $A_{rép} = A_S$ /4/ml .

Tableau.III.35. Calcul des sections d'armatures de repartitions de la dall

Sections d'armatures de répartition calculées					Section d'armature de répartition choisies			
$A_{rép\ 1}$	$A_{rép\ 2}$	$A'_{rép\ 1}$	$A'_{rép\ 2}$		$A_{rép\ 1}$ Choisi	$A_{rép\ 2}$ Choisi	$A'_{rép\ 1}$ Choisi	$A'_{rép\ 2}$ Choisi
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
0.88	0.88	0.88	0.88		7 HA 5	7 HA 5	7HA5	7 HA 5
					1.37	1.37	1.37	1.37

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

- ✓ **Armatures de répartitions :**

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

L'espacement minimal : St_{min}**=2.5cm**

L'espacement maximal : $St_{max} \leq$ **Min [4h, 45cm]**

$St_{max} \leq$ Min [60,45cm] =St_{max}= **45 cm**

2.5cm $\leq S_t = 15$ cm ≤ 45 cm ……**Condition vérifié**

III.5.6.A.5.Vérification de la flèche :

$\bar{F} = \frac{L}{250}$Si L ≤ 2m (Consol) ; $\bar{F} = \frac{L}{500}$Si L ≤ 5m ; $\bar{F} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000}$Si L > 5m

Tableau 0.36: Vérification de la flèche

Poutre palier			Sollicitations à L'ELS	Armaturesprincipales		Flèche		Vérification
b (cm)	L (m)	e (cm	M_{aser} (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
100	1.35	15	-6.97	3.52	3.52	0.3	5.40	Oui

- **Conclusion :** la flèche est vérifiée.

III.5.6.B.2éme type :(dalle reposant sur deux appuis)

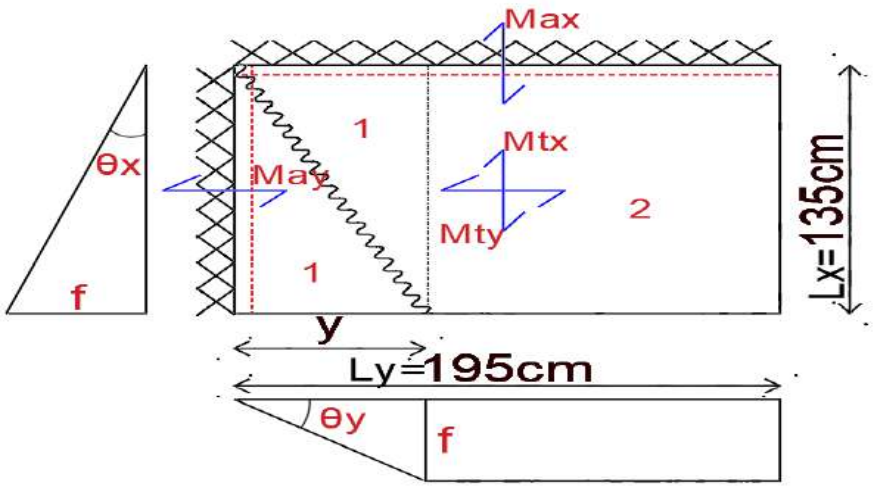


Figure III.29. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 2 appuis (type 2)

III.5.6.B.1.Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau III.37. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU

	$\mathbf{M_{tu}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{au}}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
Sens X	0.00	-5.00	-3.94
Sens Y	0.00	-21.85	-22.87

III.5.6.B.2. Calcul de ferraillage à l'ELU :

Sens X :

Tableau III.38. Calcul des sections d'armatures de la Dall

Dall		Sollicitations à l' ELU		Sections d'armatures calculées			
B	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	1.75

Tableau.III.39.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Dall			Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	e	A_{min}	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	1.50	7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			15	15	15	15

Section minimale : Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm^2) …….CBA93 Art.B.6.4

Sens Y :

Tableau III.40. Calcul des sections d'armatures de la Dall

Dall		Sollicitations à l' ELU		Sections d'armatures calculées			
b	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	0.00	-21.85	0.00	0.00	0.00	5.30

Tableau.III.41.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Dall				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	E	A_{min}		As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	1.50		7 HA 10	7 HA 10	7 HA 10	7 HA 10
				5.50	5.50	5.50	5.50
				15	15	15	15

III.5.6.B.3. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Tableau III.42. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU

	$\mathbf{M_{tser}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{aser}}$(KN.m)
Sens X	0	-3.59
Sens Y	0	-15.93

Combinaison : **G+Q** ; type de fissuration : **préjudiciable**

Sens X :

Tableau 0.43 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
0.00	-3.59	/	/	/	0.87	8.75	8.75	15	201.63	**Vérifier**

Sens Y :

Tableau 0.44: Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**Vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
0.00	-15.93	/	/	/	6.98	201.63	31.84	15	201.63	**Vérifier**

III.5.6.B.4.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Tableau 0.45: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Dall		**Vérificationà L'ELU**			
b (cm)	e (cm)	T_u(KN)	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification
100	15	22.87	0.152	1.16	Oui

$\overline{\tau} = 0.07 \frac{fc_{28}}{\gamma b} = 1.16$ MPa Réf : CBA93- Art.A.3.22

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Les armatures de répartition :** $A_{rép} = A_S /4$/ml .

Sens X :

Tableau.III.46. Calcul des sections d'armatures de répartitions de la dalle

Sections d'armatures de répartition calculées					Section d'armature de répartition choisies			
$A_{rép\ 1}$	$A_{rép\ 2}$	$A'_{rép\ 1}$	$A'_{rép\ 2}$		$A_{rép\ 1}$ Choisi	$A_{rép\ 2}$ Choisi	$A'_{rép\ 1}$ Choisi	$A'_{rép\ 2}$ Choisi
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
0.88	/	/	0.88		7 HA 5	7 HA 5	7HA5	7 HA 5
					1.37	/	/	1.37

Sens Y:

Tableau.III.47. Calcul des sections d'armatures de répartitions de la dalle

Sections d'armatures de répartition calculées					Section d'armature de répartition choisies			
$A_{rép\ 1}$	$A_{rép\ 2}$	$A'_{rép\ 1}$	$A'_{rép\ 2}$		$A_{rép\ 1}$ Choisi	$A_{rép\ 2}$ Choisi	$A'_{rép\ 1}$ Choisi	$A'_{rép\ 2}$ Choisi
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.375	1.375	1.375	1.375		7 HA 6	7 HA 6	7HA6	7 HA 6
					1.98	1.98	1.98	1.98

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

- ✓ **Armatures de répartitions :**

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

L'espacement minimal : $\mathbf{St_{min}=2.5cm}$

L'espacement maximal : $St_{max} \leq$ Min [4h, 45cm]

$St_{max} \leq$ Min [60,45cm] =**St_{max}= 45 cm**

2.5cm $\leq S_t = 15$ cm ≤ 45 cm ……**Condition vérifié**

III.5.6.B.5.Vérification de la flèche :

$\bar{F}=\frac{L}{250}$ Si L ≤ 2m (Consol) ; $\bar{F}=\frac{L}{500}$ Si L ≤ 5m ; $\bar{F}$= 0.5cm + $\frac{L}{1000}$ Si L > 5m

Tableau 0.48: Vérification de la flèche

Poutre palier			Sollicitations à L'ELS	Armaturesprincipales		Flèche		Vérification
b (cm)	L (m)	e (cm	M_{aser} (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
100	1.35	15	-15.93	5.50	5.50	1.7	5.40	Oui

III.6. La dalle machine :

III.6.1. Introduction :

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

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur**.**

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

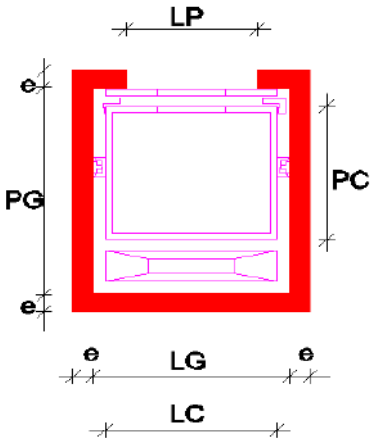
- ✓ Le moteur (machine).
- ✓ Dalle supportant la machine.
- ✓ Cabine d'ascenseur.

III.6.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

- ✓ -Largeur de la cabine : Lc = 1.16m
- ✓ -Profondeur de la cabine : Pc = 1.14m
- ✓ -Largeur de la gaine : L_G = 1.60m
- ✓ -Profondeur de la gaine : P_G = 1.60m
- ✓ -Hauteur de la cabine : Hc = 2.20m
- ✓ -Largeur du passage libre : Lp = 0.70m
- ✓ -Epaisseur de voile : e = 15cm



FigureIII.30.**:** Dimensions de l'ascenseur

III.6.3. Pré dimensionnement :

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

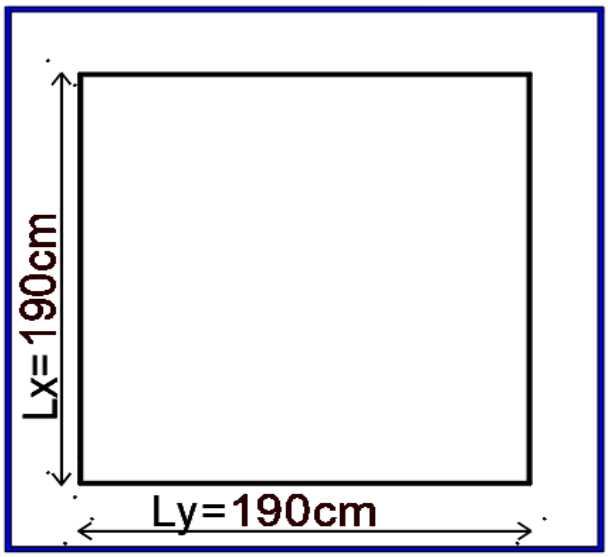


Figure III.31. Dimensions de la dalle machine

On doit vérifier la condition :

1) Résistance à la flexion :

$\frac{L_x}{45} \leq ep \leq \frac{L_x}{40}\frac{190}{45} = 4.22\ cm \leq ep \leq \frac{190}{40} = 4.75cm$ on prendre : **ep=4.5 cm**

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

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm.Donc : on prend ep=24cm (pour un réseau d'execution)

III.6.4. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.6.4.1. Charges permanentes :

Tableau III.49. Évaluation des charges permanentes

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
8	Plancher (dalle pleine)	0,24	25	6.00

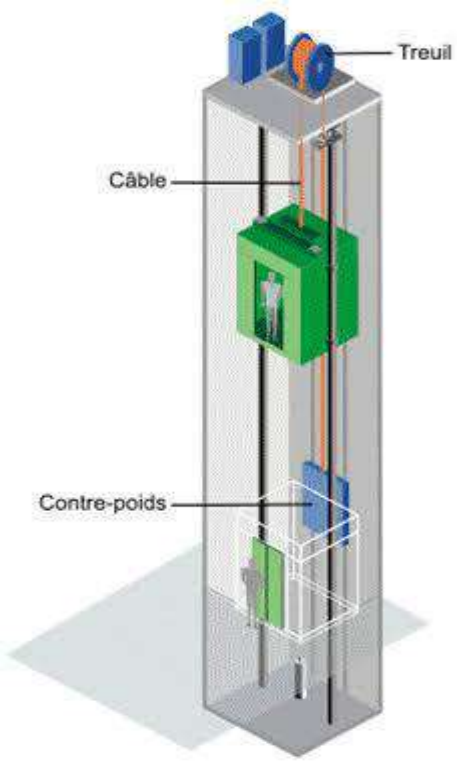


Figure.III.32. Poids appliqués sur la dalle machine.

- **Résumé :**

- P_1: Poids mort= 733.14daN
- P_2 : Masse du câble = 32.5 daN
- P_3 : Masse du contre poids = 1033.14daN
- P_4 : Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- G = 2998.78daN =29.99 KN

III.6.4.2. Charges d'exploitations :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q = 6 KN (07 personnes)

III.6.5. Combinaison des charges :

Tableau III.50. Détermination des charges de la dalle

G (KN)	Q (KN)	P_u (KN)	P_{ser}(KN)
29.99	6	49.48	35.99

III.6.6.Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau III.51. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU

	$\mathbf{M_{tu}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{au}}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
Sens X	0.00	-16.97	-20.88
Sens Y	0.00	-10.07	46.24

III.6.7.Calcul de ferraillage à l'ELU :

Sens X :

Tableau III.52. Calcul des sections d'armatures de la Dall

Dall		Sollicitations à l' ELU		Sections d'armatures calculées			
B	E	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	24	0.00	-16.97	0.00	0.00	0.00	2.60

Tableau.III.53.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Dall				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	e	A_{min}		As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	24	1.50		7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8
				3.52	3.52	3.52	3.52
				15	15	15	15

Section minimale : Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm^2) …….CBA93 Art.B.6.4

Sens Y :

Tableau III.54. Calcul des sections d'armatures de la Dall

Dall		Sollicitations à l' ELU		Sections d'armatures calculées			
B	E	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	24	0.00	-10.07	0.00	0.00	0.00	2.60

Tableau.III.55.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Dall				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	E	A_{min}		As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
100	24	1.50		7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8	7 HA 8
				3.52	3.52	3.52	3.52
				15	15	15	15

III.6.8.Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Tableau III.56. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU

	$\mathbf{M_{tser}}$ (KN.m)	$\mathbf{M_{aser}}$(KN.m)
Sens X	0	-12.40
Sens Y	0	-7.35

Combinaison : **G+Q** ; type de fissuration : **préjudiciable**

Sens X :

Tableau 0.57 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
0.00	-12.40	/	/	/	14.16	14.16	1.19	15	201.63	**vérifier**

Sens Y :

Tableau 0.58 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Sollicitationà l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
0.00	-7.35	/	/	/	8.40	8.40	0.71	15	201.63	**vérifier**

III.6.9.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : 1.35**G**+1.5**Q**

Tableau 0.59: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Dall		**Vérificationà L'ELU**			
b (cm)	e (cm)	T_u(KN)	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification
100	24	46.24	0.19	1.16	Oui

$$\overline{\tau} = 0.07\frac{fc_{28}}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Réf : CBA93- Art.A.3.22}$$

- ✓ **Les armatures de répartition :** $A_{rép} = A_S /4$/ml .

  On a : $A_{S(sens\ x)} = A_{S(sens\ y)}$ donc : $A_{rép(sens\ x)} = A_{rép(sens\ y)}$

Tableau.III.60. Calcul des sections d'armatures de répartitions de la dalle

Sections d'armatures de répartition calculées					Section d'armature de répartition choisie			
$A_{rép\ 1}$	$A_{rép\ 2}$	$A'_{rép\ 1}$	$A'_{rép\ 2}$		$A_{rép\ 1}$ Choisi	$A_{rép\ 2}$ Choisi	$A'_{rép\ 1}$ Choisi	$A'_{rép\ 2}$ Choisi
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
0.88	/	/	0.88		7 HA 5	7 HA 5	7HA5	7 HA 5
					1.37	/	/	1.37

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

- ✓ **Armatures de répartitions :**

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

L'espacement minimal : $\mathbf{St_{min}=2.5cm}$

L'espacement maximal : $St_{max} \leq$ Min [4h, 45cm]

$St_{max}\leq$ Min [60,45cm] =**St_{max}= 45 cm**

$2.5cm \leq S_t = 15\ cm \leq 45\ cm$ ……**Condition vérifié**

III.6.10.Vérification de la flèche :

$\bar{F}=\frac{L}{250}$ Si L ≤ 2m (Consol) ; $\bar{F}=\frac{L}{500}$ Si L ≤ 5m ; $\bar{F}$= 0.5cm + $\frac{L}{1000}$ Si L > 5m

Tableau 0.61: Vérification de la flèche

Poutre palier			Sollicitations à L'ELS	Armaturesprincipales		Flèche		Vérification
b (cm)	L (m)	e (cm	M_{aser} (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
100	1.90	24	-12.40	3.52	3.52	0.1	7.6	Oui

- **Conclusion :** la flèche est vérifiée

III.6.5. Vérification de non poinçonnement :

D'après **l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91**:

Si : $P_u \leq 0.045\ U_c.\ h.\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$: les armatures transversales ne sont pas nécessaire

Avec : P_u = Max (P_1 ; P_2 ; P_3 ; P_4) = P_4 ; **P_u = 12 KN**

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

Donc : U_c = 4h = 96cm

Avec :

Uc : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 24cm;

U, V : représentent les côtes du rectangle (U//Lx et V//Ly)

Sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion

à 45degré dans le béton.

$$12000\text{N} < \frac{0.045 \times 960 \times 240 \times 25}{1.5} = 172800\text{N}\ldots\ldots\ldots\textbf{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion**: La dalle résiste au poinçonnement.

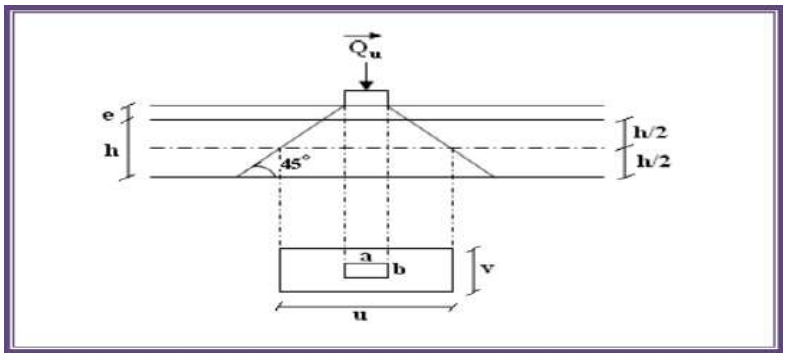


Figure.III.33. Vérification de non poinçonnement.

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

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

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

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

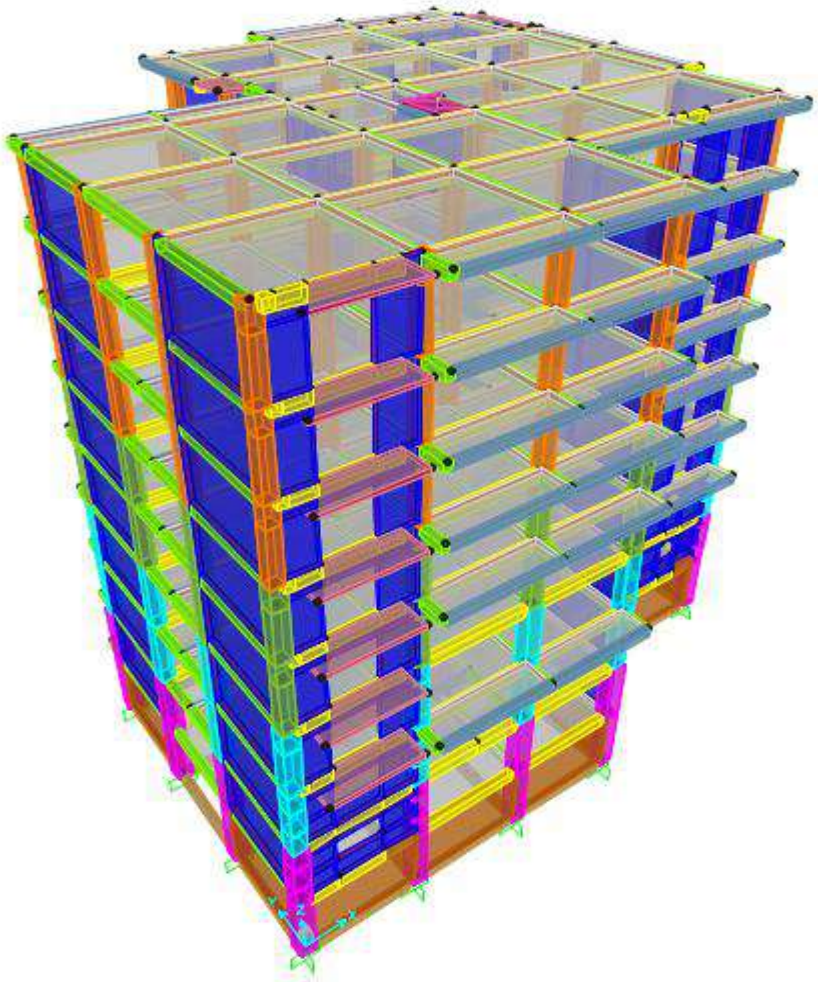


Figure IV.1. Vue en perspective de bâtiment

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

IV.2.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1] (1)

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

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II_a et II_b : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

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

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2] (1)

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

- *Groupe 1A* : ouvrages d'importance vitale.
- *Groupe 1B* : ouvrages de grande importance.
- *Groupe 2* : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- *Groupe 3* : ouvrages de faible importance.

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

IV.2.3. Classification de site : [Art 3.3] (1)

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

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

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

IV.3.1. Centre de masse :

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

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

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

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

Avec :

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

IV.3.2. Centre de torsion :

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

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

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

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

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n\ I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

$a_n = 1$ Si $n > 11$

I : Inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

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

a : Demi portée de l'ouverture.

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

H_0 : Hauteur totale du refend.

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

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

H: Hauteur d'étage.

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

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

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

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

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

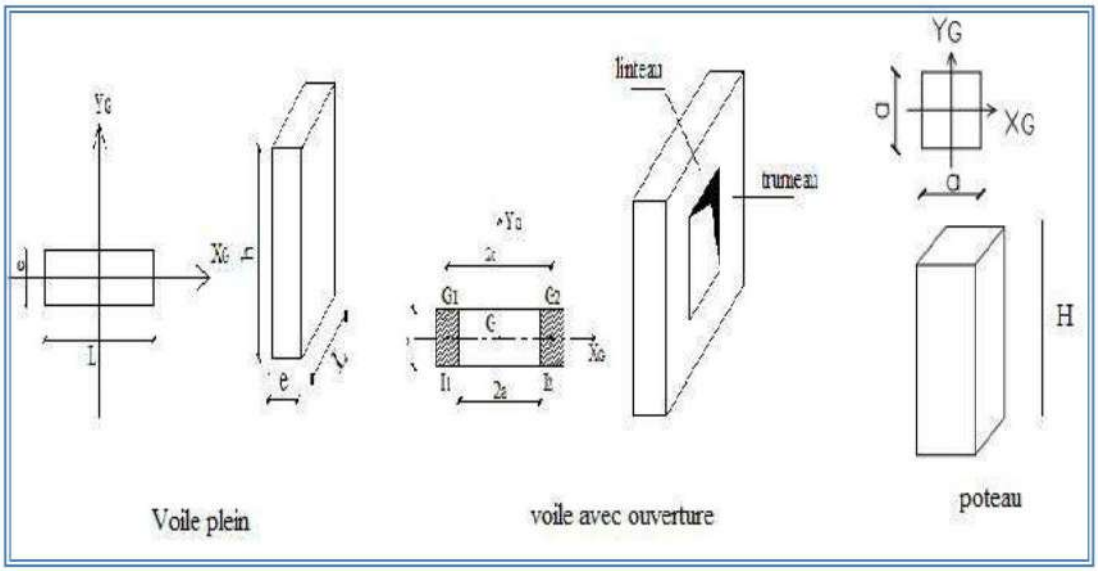


Figure IV.2. Inerties des voiles et des poteaux

IV.3.3. Disposition du voile :

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

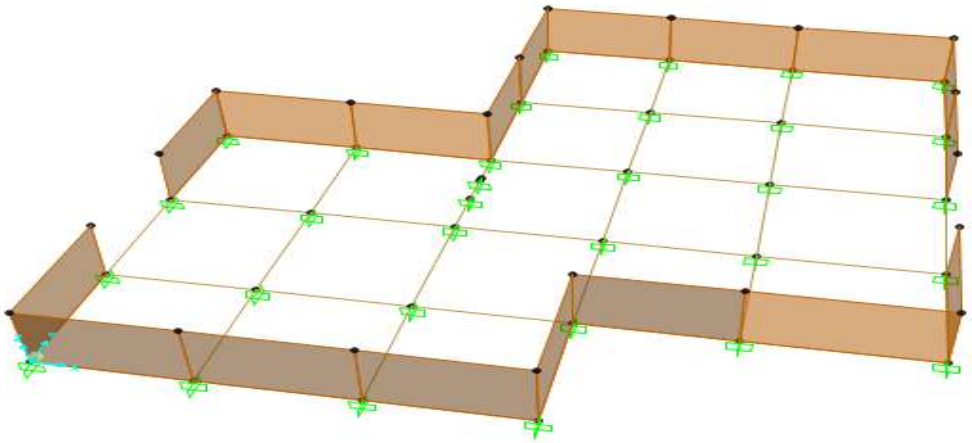


Figure IV.3. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)

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

- **1ére disposition (voile de contreventement) :**

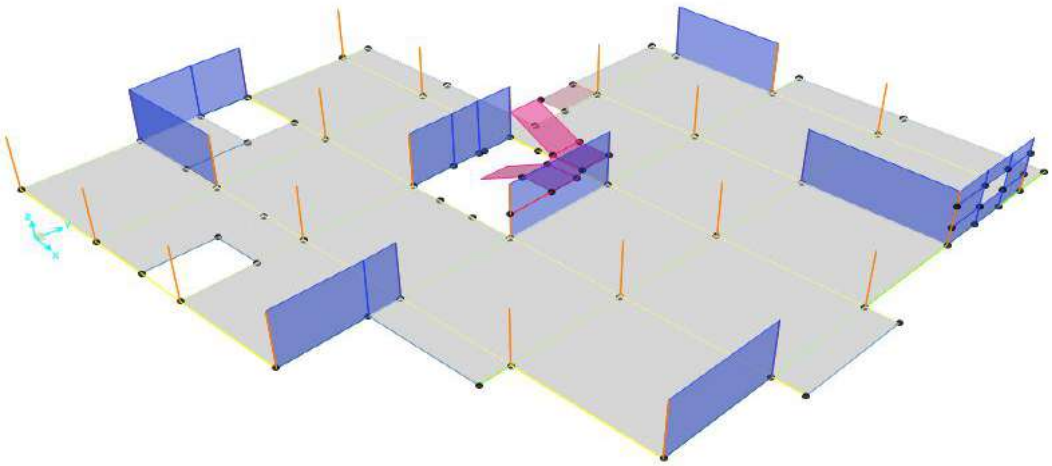


Figure IV.4. 1ére disposition des voiles

Comportement modal de la structure RPA2003 ►► [Art 4.2.7] ◄◄ : disposition 1

Tableau IV.1. Comportement modal de la disposition 1

Modes	Mode 1 / T1 = 0.666 s	Mode 2 / T2 = 0.606 s	Mode 3 / T3 = 0.532 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique%
Suivant X	64.25	0.04	0.01
Suivant Y	0.05	58.37	4.42
Autour de Z	0.04	4.43	58.47
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

- **2éme disposition :**

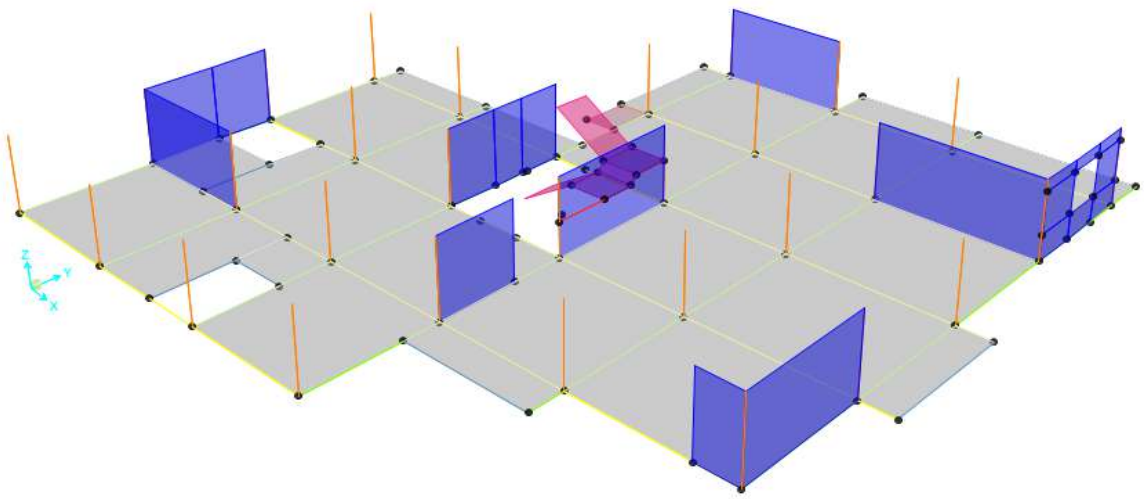


Figure IV.5. 2éme disposition des voiles

Comportement modal de la structure RPA2003 ►► [Art 4.2.7] ◄◄ : disposition 2

Tableau IV.2. Comportement modal de la disposition 2

Modes	Mode 1 / T1 = 0.634 s	Mode 2 / T2 = 0.601 s	Mode 3 / T3 = 0.498 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique%
Suivant X	61.30	2.38	0.19
Suivant Y	2.08	59.26	1.56
Autour de Z	0.30	1.39	61.07
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

- **3éme disposition :**

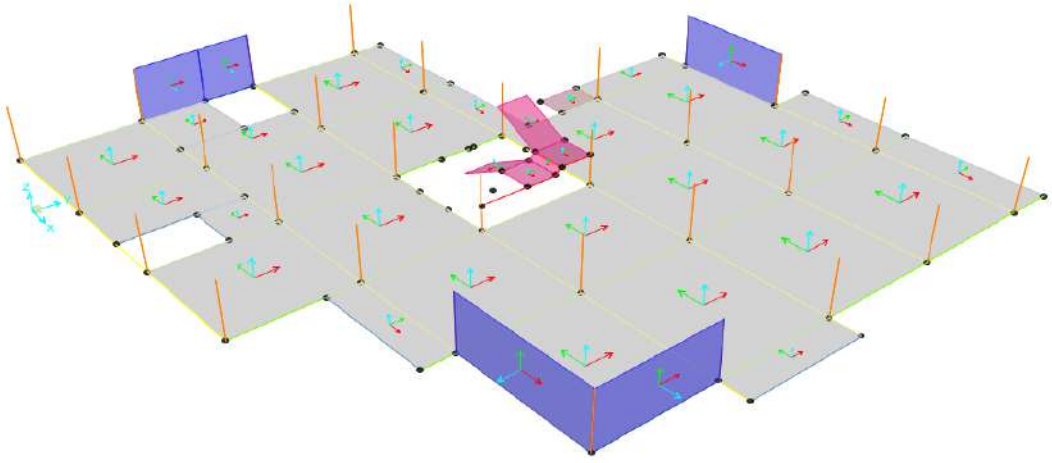


Figure IV.5. 3éme disposition des voiles

Comportement modal de la structure RPA2003 ►► [Art 4.2.7] ◄◄ : disposition 3

Tableau IV.3. Comportement modal de la disposition 3

Modes	Mode 1 / T1 = 0.889 s	Mode 2 / T2 = 0.774 s	Mode 3 / T3 = 0.546 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique%
Suivant X	12.17	44.01	7.82
Suivant Y	51.02	9.69	2.55
Autour de Z	0.03	9.22	53.56
Comportement	Translation suivant l'axe Y Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axeX	Rotation autour de l'axe Z

- **4éme disposition :**

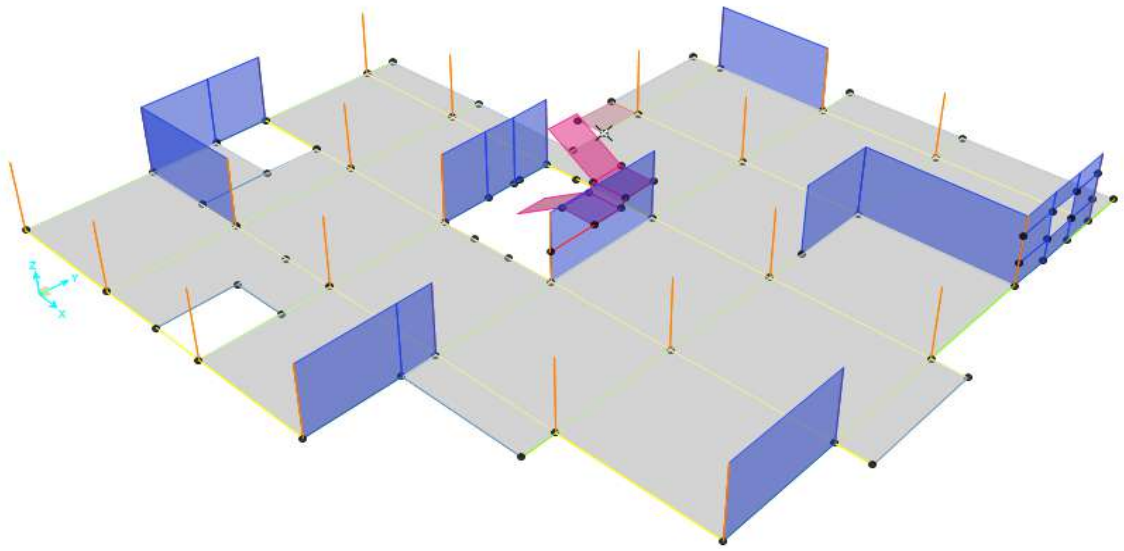


Figure IV.6. 4éme disposition des voiles

Comportement modal de la structure RPA2003 ►► [Art 4.2.7] ◄◄ : disposition 4

Tableau IV.4. Comportement modal de la disposition 4

Modes	Mode 1 / T1 = 0.640s	Mode 2 / T2 = 0.582 s	Mode 3 / T3 = 0.527 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique%
Suivant X	54.06	9.62	1.08
Suivant Y	10.20	44.61	8.13
Autour de Z	0.01	9.27	53.60
Comportement	Translation suivant l'axe X Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

- **5^{éme} disposition :**

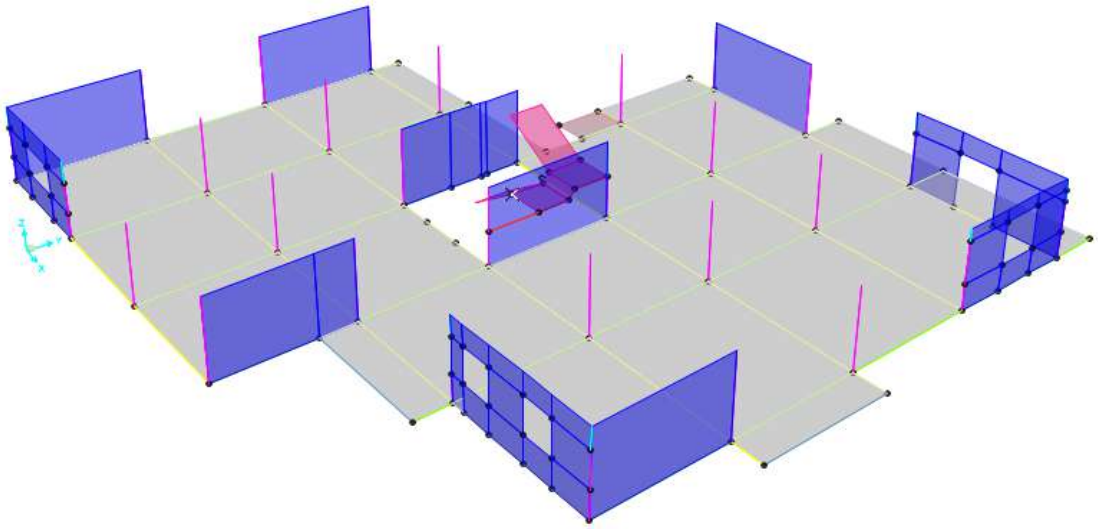


Figure IV.7. 5^{éme}disposition des voiles (disposition finale)

Comportement modal de la structure RPA2003 ►► [Art 4.2.7] ◄◄ : disposition 5

Tableau IV.5. Comportement modal de la disposition final

Modes	**Mode 1 / T1 = 0.555 s**	**Mode 2 / T2 = 0.495 s**	**Mode 3 / T3 = 0.347 s**
Sens	**Participation massique %**	**Participation massique %**	**Participation massique%**
Suivant X	60.75	3.95	0.00
Suivant Y	3.81	60.66	0.01
Autour de Z	0.00	0.00	64.81
Comportement	**Translation suivant l'axe X**	**Translation suivant l'axe Y**	**Rotation autour de l'axe Z**

Remarque : Cette dernière disposition et la disposition parmi plusieurs dispositions. La structure présente un meilleur comportement, elle est ni trop flexible ni trop rigide vu son adéquate période.

IV.4.Interprétation des résultats :

IV.4.1. Calcul de centre de masse etcentre de torsion :

IV.4.1.1. Vérification de l'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. 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 = 26.00 m
Largeur du bâtiment = 25.00 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.90 m
Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.75 m

A- La position de centre de masse et centre de torsionSans voiles :

Tableaux. IV.6.Centre de Masse & Centre de Rigidité

Niveau		**Masse et centre de Masse**			**Inertie et centre d'inertie**			
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**XR (m)**	**YR (m)**
DIAPH9	3.06	7429.819	13.849	12.704	1.463E+004	1.010E+004	25.714	9.187
DIAPH8	6.12	6817.206	13.770	12.645	1.463E+004	1.010E+004	19.950	10.171
DIAPH7	9.18	7102.398	13.905	12.338	1.463E+004	1.010E+004	19.710	10.288
DIAPH6	12.24	6956.004	14.029	12.618	1.463E+004	1.010E+004	19.585	10.363
DIAPH5	15.30	7079.755	13.959	12.384	1.463E+004	1.010E+004	19.544	10.389
DIAPH4	18.36	7033.523	13.963	12.386	1.463E+004	1.010E+004	19.541	10.383
DIAPH3	21.42	6987.292	13.968	12.389	1.463E+004	1.010E+004	19.521	10.379
DIAPH2	24.48	6945.309	13.980	12.390	1.463E+004	1.010E+004	19.535	10.362
DIAPH1	27.54	5836.095	14.097	12.370	1.463E+004	1.010E+004	19.596	10.338

Excentricité théorique :

Tableaux. IV.7.Calcule d'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
DIAPH9	3.06	11.865	3.517	Non
DIAPH8	6.12	6.180	2.474	Non
DIAPH7	9.18	5.805	2.050	Non
DIAPH6	12.24	5.556	2.255	Non
DIAPH5	15.30	5.585	1.995	Non
DIAPH4	18.36	5.578	2.003	Non
DIAPH3	21.42	5.553	2.010	Non
DIAPH2	24.48	5.555	2.028	Non
DIAPH1	27.54	5.499	2.032	Non

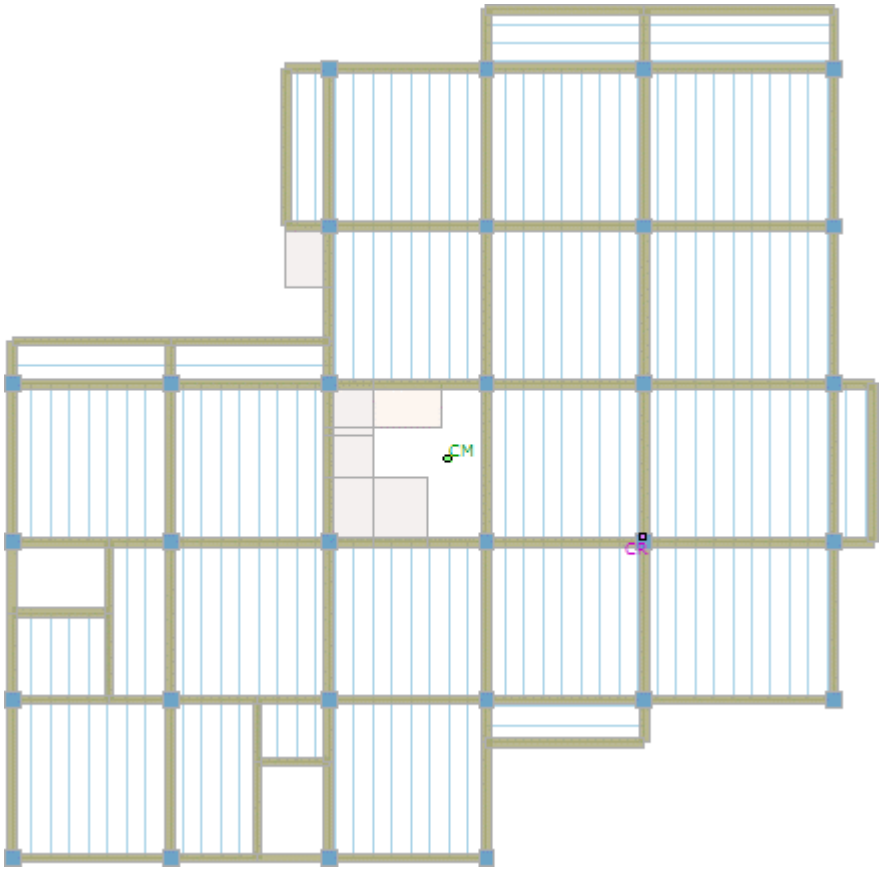


Figure IV.9. La disposition du centre de masse et centre de torsion

Remarque : La distance entre les deux centres est non seulement considérable, elle se trouve en diagonale par conséquent la rotation s'impose.

B- La position de centre de masse et centre de torsionavec voiles :

Tableaux. IV.8.Centre de Masse & Centre de Rigidité

Niveau		**Masse et centre de Masse**			**Inertie et centre d'inertie**			
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**XR (m)**	**YR (m)**
DIAPH9	3.06	7203.671	13.824	12.855	4.276E+007	2.632E+007	14.637	11.134
DIAPH8	6.12	6675.824	13.636	12.743	4.276E+007	2.632E+007	13.878	12.428
DIAPH7	9.18	7156.739	13.954	12.477	4.276E+007	2.632E+007	13.815	12.390
DIAPH6	12.24	6946.198	13.983	12.671	4.276E+007	2.632E+007	13.821	12.527
DIAPH5	15.30	7018.255	13.924	12.438	4.276E+007	2.632E+007	13.872	12.540
DIAPH4	18.36	6965.019	13.932	12.441	4.276E+007	2.632E+007	13.929	12.512
DIAPH3	21.42	6917.821	13.942	12.444	4.276E+007	2.632E+007	13.987	12.472
DIAPH2	24.48	6910.963	13.950	12.443	4.276E+007	2.632E+007	14.045	12.424
DIAPH1	27.54	5923.489	14.013	12.348	4.276E+007	2.632E+007	14.105	12.363

Excentricité théorique :

Tableaux. IV.9.Calcule d'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
DIAPH9	3.06	0.813	1.721	Ok
DIAPH8	6.12	0.242	0.315	Ok
DIAPH7	9.18	0.139	0.087	Ok
DIAPH6	12.24	0.162	0.144	Ok
DIAPH5	15.30	0.052	0.102	Ok
DIAPH4	18.36	0.003	0.071	Ok
DIAPH3	21.42	0.045	0.028	Ok
DIAPH2	24.48	0.095	0.019	Ok
DIAPH1	27.54	0.092	0.015	Ok

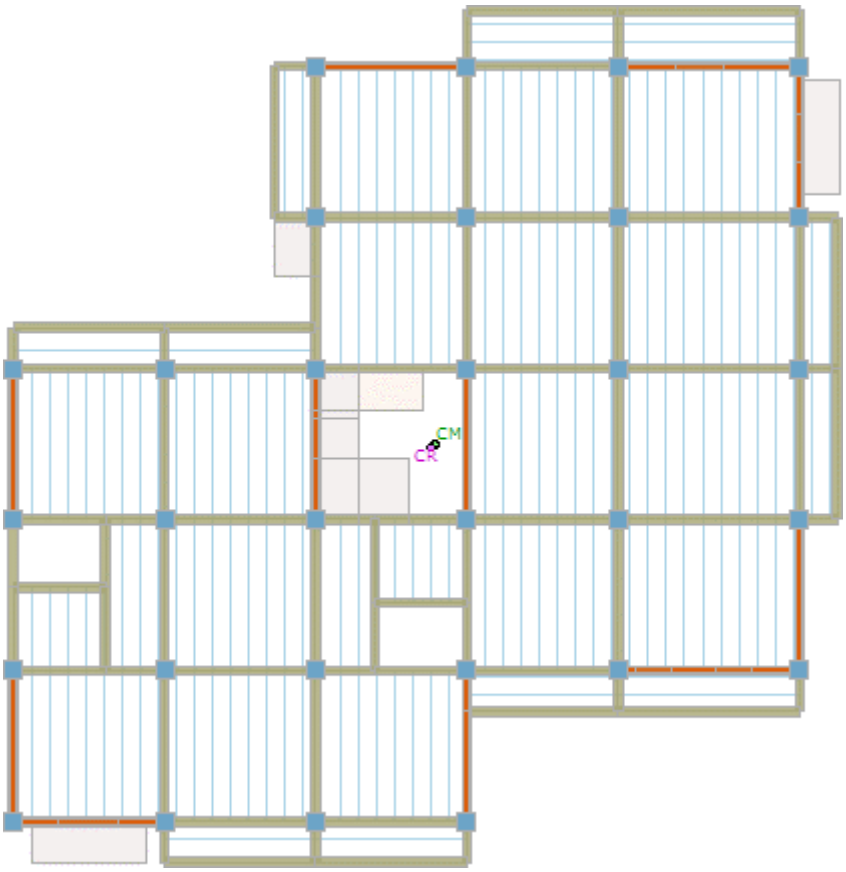


Figure IV.10. La disposition du centre de masse et centre de torsion

Remarque : La rotation est négligeable dans cette disposition.

IV.4.2.Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7]

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

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

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

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

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : L_x= 26.50m donc : E_x= 1.325m

Largeur du bâtiment : L_y= 25.50m donc : E_y= 1.275m

IV.4.3. Effets de la torsion accidentelle : [Art 4.3.7]

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

Tableau IV.10. Calcule d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	**Ex Théor (m)**	**Ex ACC (m)**	**Ex Théor± Ex ACC (m)**		**Ey Théor (m)**	**Ey ACC (m)**	**EyThéor± EyACC (m)**	
3.06	0.813	1.325	2.138	0.512	1.721	1.275	2.996	0.446
6.12	0.242	1.325	1.567	1.083	0.315	1.275	1.590	0.960
9.18	0.139	1.325	1.446	1.186	0.087	1.275	1.362	1.188
12.24	0.162	1.325	1.487	1.163	0.144	1.275	1.419	1.131
15.30	0.052	1.325	1.377	1.273	0.102	1.275	1.377	1.173
18.36	0.003	1.325	1.328	1.322	0.071	1.275	1.346	1.204
21.42	0.045	1.325	1.370	1.280	0.028	1.275	1.303	1.247
24.48	0.095	1.325	1.420	1.230	0.019	1.275	1.294	1.256
27.54	0.092	1.325	1.417	1.233	0.015	1.275	1.290	1.260

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

IV.5.1. 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.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [Art 4.1.2] (1)

Pour notre structure, la hauteur (H = 24.48m) dépassant le17 m, donc selon le RPA99V2003 Art 4.1.2.b (zone III Groupe 2), la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000 V23.1.0'.

IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.3.1. 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.5.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le «SAP2000.v23.0.1 » est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.5.3.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

Avec :

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

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

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

b) η : Facteur de correction d'amortissement :

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

Selon RPA99v2003, remplissage dense, ξ = 7% **[Tab 4.2.](1)** ; Donc : **η = 0.882**

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

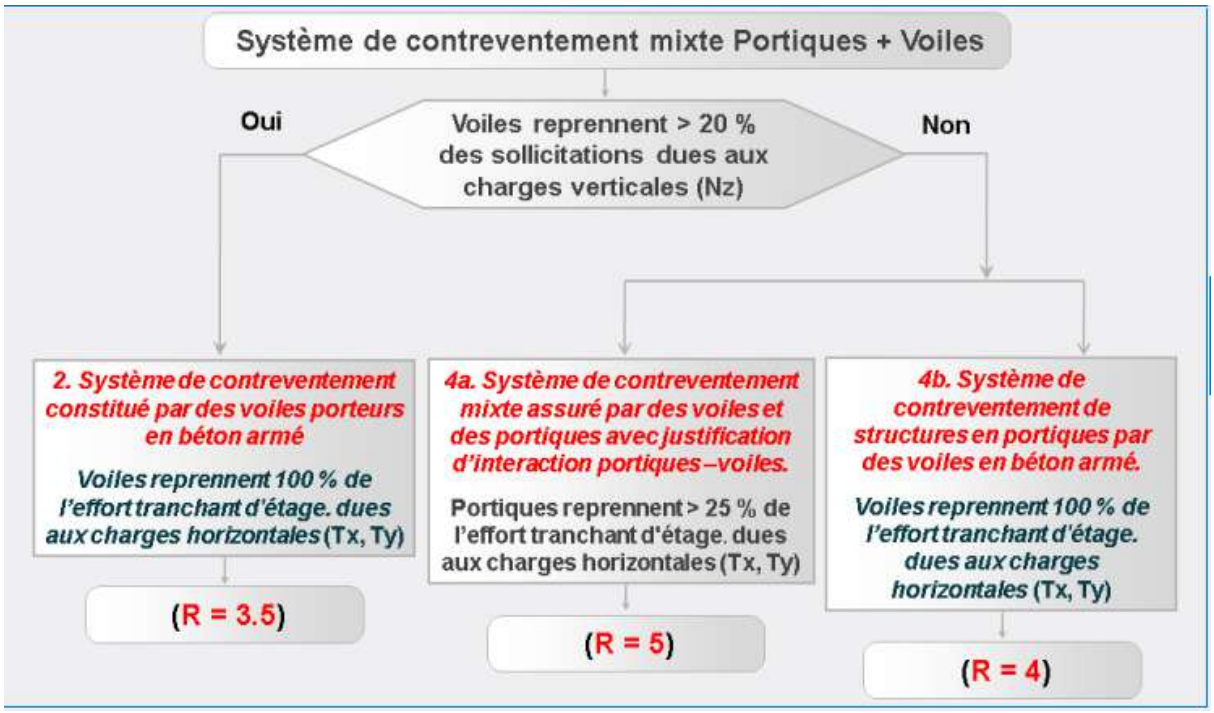


Figure IV.11. Coefficient de comportement R

Pour notre structure :

- Les voiles reprennent plus que 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Donc : R = 3.5

Justification du coefficient de comportement R = 3.5-RPA version 2003 [Art 3.5] :

Suivant X :

Tableau IV.11. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
DIAPH1	6906.379	5473.290	1433.089	1656.639	0.000	1656.639
DIAPH2	14396.228	11399.776	2996.452	3036.460	0.000	3036.460
DIAPH3	22110.728	17604.845	4505.883	4334.781	0.000	4334.781
DIAPH4	30606.138	24831.720	5774.418	5412.517	0.000	5412.517
DIAPH5	38759.612	31595.521	7164.091	6317.712	0.000	6317.712
DIAPH6	47828.284	39591.142	8237.142	7056.622	0.000	7056.622
DIAPH7	56491.965	46953.781	9538.184	7582.616	0.000	7582.616
DIAPH8	66161.968	55897.857	10264.111	7829.073	0.000	7829.073
DIAPH9	70971.963	48580.405	22391.558	8554.344	0.000	8554.344

Tableau IV.12. Valeurs en pourcentage

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (KN)**	**Nz Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
DIAPH1	100	79.250	20.750	100	0.000	100.000
DIAPH2	100	79.186	20.814	100	0.000	100.000
DIAPH3	100	79.621	20.379	100	0.000	100.000
DIAPH4	100	81.133	18.867	100	0.000	100.000
DIAPH5	100	81.517	18.483	100	0.000	100.000
DIAPH6	100	82.778	17.222	100	0.000	100.000
DIAPH7	100	83.116	16.884	100	0.000	100.000
DIAPH8	100	84.486	15.514	100	0.000	100.000
DIAPH9	100	68.450	31.550	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV.13. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
DIAPH1	8361.406	5473.290	2888.116	1819.859	0.000	1819.859
DIAPH2	17634.091	11399.776	6234.315	3492.037	0.000	3492.037
DIAPH3	27010.860	17604.845	9406.015	4740.697	0.000	4740.697
DIAPH4	36790.904	24831.720	11959.184	5763.622	0.000	5763.622
DIAPH5	46450.897	31595.521	14855.376	6598.453	0.000	6598.453
DIAPH6	56410.470	39591.142	16819.328	7249.125	0.000	7249.125
DIAPH7	66423.505	46953.781	19469.724	7781.275	0.000	7781.275
DIAPH8	76444.794	55897.857	20546.937	8047.221	0.000	8047.221
DIAPH9	75924.532	48580.405	27344.127	8221.722	0.000	8221.722

Tableau IV.14. Valeurs en pourcentage

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (KN)**	**Nz Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
DIAPH1	100	65.459	34.541	100	0.000	100.000
DIAPH2	100	64.646	35.354	100	0.000	100.000
DIAPH3	100	65.177	34.823	100	0.000	100.000
DIAPH4	100	67.494	32.506	100	0.000	100.000
DIAPH5	100	68.019	31.981	100	0.000	100.000
DIAPH6	100	70.184	29.816	100	0.000	100.000
DIAPH7	100	70.689	29.311	100	0.000	100.000
DIAPH8	100	73.122	26.878	100	0.000	100.000
DIAPH9	100	63.985	36.015	100	0.000	100.000

Remarque : Les voiles reprennent la totalité des forces horizontaleset plus de 20% des charges verticales dans les deux directions ce qui confirmecomportement R de la structure, par conséquent les poteaux seront considéréssans forces horizontales

b. Facteur de qualité Q :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.15. Détermination du facteur de qualité Q de la structure

		Suivant X		**Suivant Y**	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
		$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.05**	$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.05**

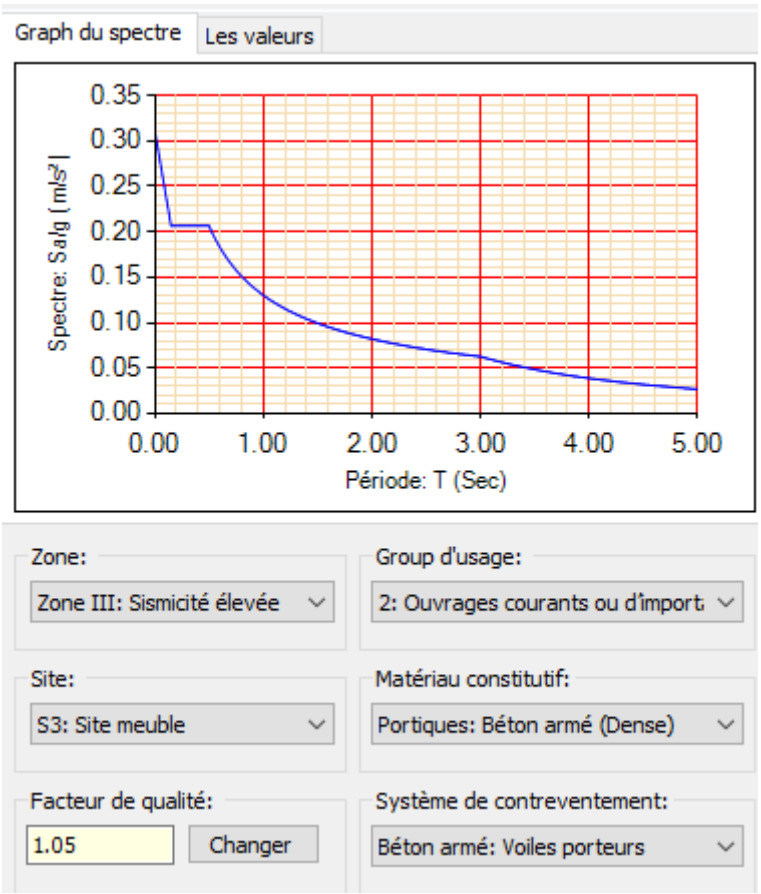


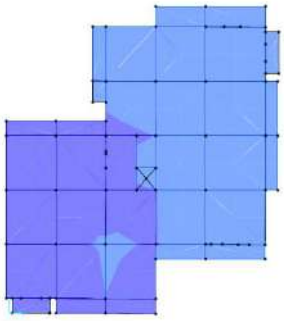
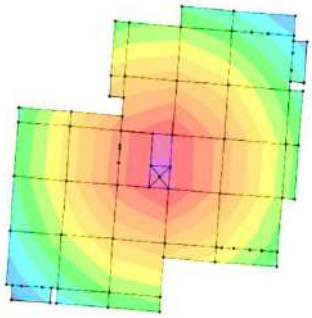
Figure IV.12. Spectre de réponse (X) et (Y)

IV.6. 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.6.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Tableau IV.16. Le comportement des trois premiers modes

Modes	**Mode 1 / T1 = 0.555 s**	**Mode 2 / T2 = 0.495 s**	**Mode 3 / T3 = 0.347 s**
Sens	**Participation massique %**	**Participation massique %**	**Participation massique%**
Suivant X	60.75	3.95	0.00
Suivant Y	3.81	60.66	0.01
Autour de Z	0.00	0.00	64.81
Graphique			
Comportement	**Translation suivant l'axe X**	**Translation suivant l'axe Y**	**Rotation autour de l'axe Z**

IV.6.2.Participation Massique RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4] ◄◄ :

TableauIV.17. Participation Massique

		Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)
Modes	**Périodes (en s)**	**Sens-x**	**Sens-y**	**Sens-z**
1	0.545	59.668	5.025	0.004
2	0.484	64.847	64.467	0.006
3	0.342	64.847	64.472	65.187
.	.	.	.	.
100	0.053	88.791	90.836	85.553
.	.	.	.	.
136	0.046	91.216	91.768	85.793
.	.	.	.	.
156	0.043	91.608	92.068	90.998

Commentaire :

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 136 ème mode suivant l'axe (X).
La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 100 ème mode suivant l'axe (Y).
La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 156 ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes totales = 1462 modes.
Le Temps des modes Totales = 27.37 s.

Le Nombre des modes retenus = 156 modes.
Le Temps des modes retenus = 11.12

Commentaire :



Figure IV.13.Dissipation d'énergie en fonction de tempe

IV.6.3. Vérification de force sismique à la base :

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

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

Calcul de la force sismique totale : [Art 4.2.3]

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

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

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)

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

$\boldsymbol{T_2}$ **= 0,5 s**, (avec site S_3).

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.882

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

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

T_x = 0.486s; T_y = 0.477s

Donc: D_x= 2.205; D_y= 2.205

- ✓ **R : coefficient de comportement global de la structure R** =3.5
- ✓ **Q : facteur de qualité :** Q_x=1.05 ; Q_y=1.05
- ✓ **W : poids total de la structure**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec: $W_i = W_{Gi} + ß\, W_{Qi}$; β = 0.2 .

Poids de la structure :W=61717.979KN

Tableau IV.18. Vérification de la résultante des forces sismiques

	A	D	R	Q	∑Wi (KN)	Vs (KN)	E_d	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \ge 0.8V_s$
X	0.25	2.205	3.5	1.05	61717.979	10183.467	8583.716	0.843	Vérifiée
Y	0.25	2.205	3.5	1.05	61717.979	10183.467	8283.966	0.813	Vérifiée

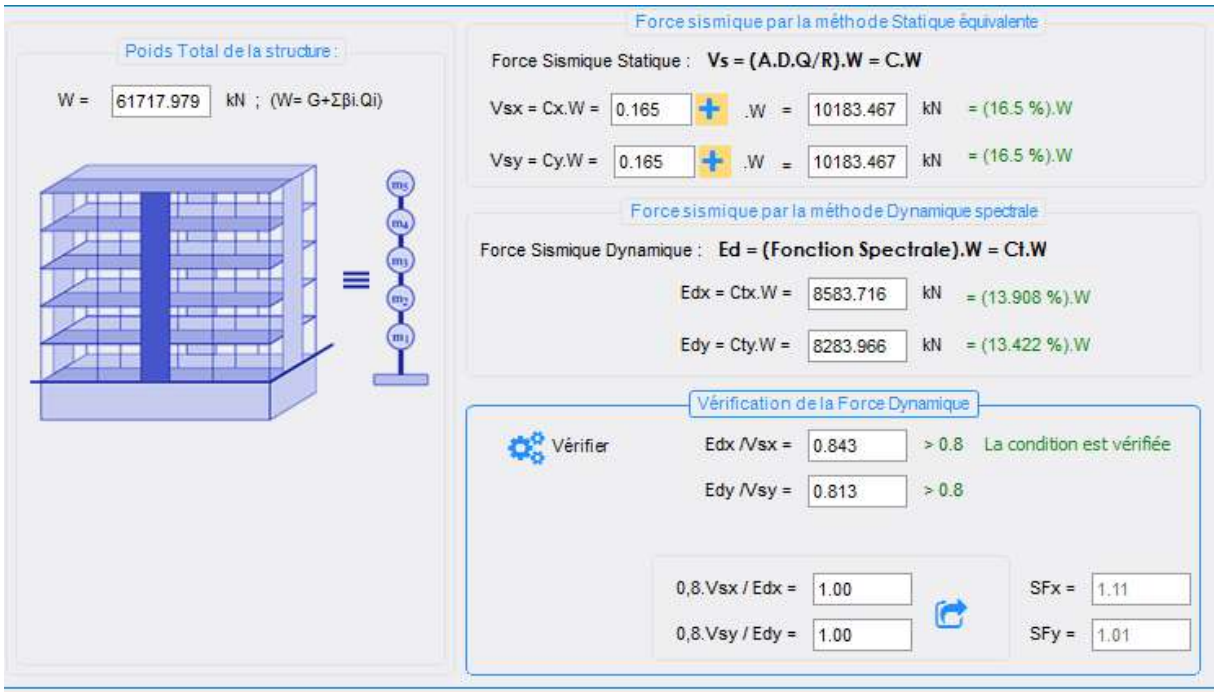


Figure IV.14.Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.6.4. Vérification de la stabilité au renversement :

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

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

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

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

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

$Mt_y = Y_G \times Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

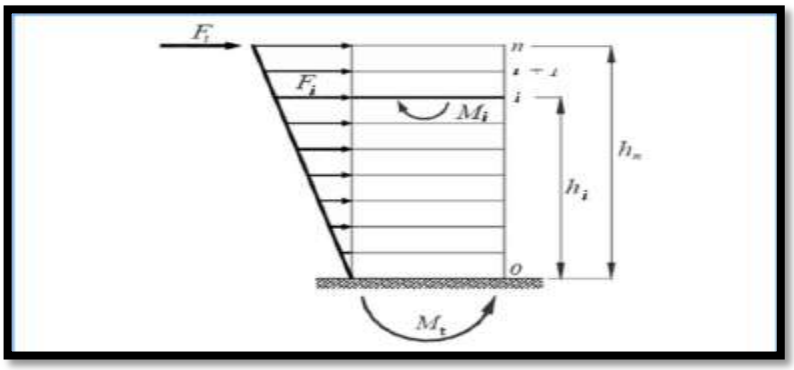


Figure IV.15. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

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

$$F_i = \left\{ \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right\}.Ed$$

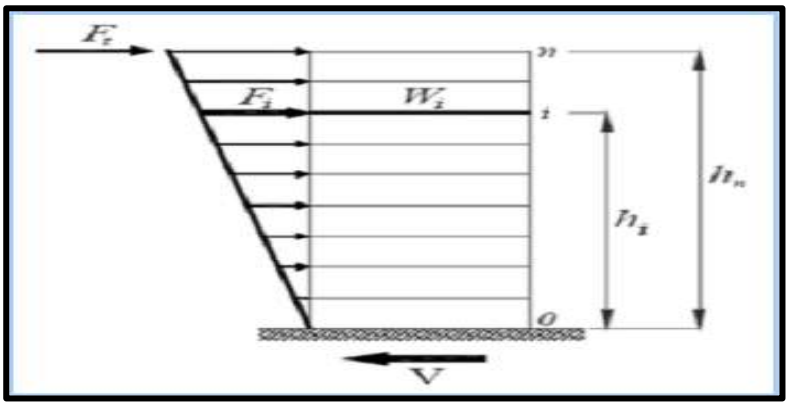


Figure IV.16. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

On a :

V_X = 10183.467KN et V_y = 10183.467KN

Tableau IV.19.Calcul du moment destabilité

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Msix (kN.m)	Msiy (kN.m)
DIAPH1	27.54	5923.49	14.01	12.35	82988.09	73155.10
DIAPH2	24.48	6910.96	13.95	12.44	96407.89	85972.34
DIAPH3	21.42	6917.82	13.94	12.44	96434.41	86057.68
DIAPH4	18.36	6965.02	13.93	12.44	97022.73	86644.85
DIAPH5	15.3	7018.25	13.92	12.44	97694.04	87307.03
DIAPH6	12.24	6946.20	13.98	12.67	97107.88	88008.35
DIAPH7	9.18	7156.74	13.95	12.48	99836.52	89316.12
DIAPH8	6.12	6675.82	13.64	12.74	91058.18	85049.95
DIAPH9	3.06	7203.67	13.82	12.86	99554.72	92639.20

Msx = 858104.47 kN.m

Msy = 774150.62 kN.m

Tableau IV.20. Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur

Diaphragme N°	Niv (m)	Wi	Fxi (kN)	Fyi	Mrix	Mriy
DIAPH1	27.54	5923.49	16634.92	1506.71	1454.09	41494.66
DIAPH2	24.48	6910.96	17251.60	1562.56	1507.99	38251.49
DIAPH3	21.42	6917.82	15110.13	1368.60	1320.80	29315.36
DIAPH4	18.36	6965.02	13039.90	1181.09	1139.84	21684.75
DIAPH5	15.3	7018.25	10949.64	991.76	957.13	15173.96
DIAPH6	12.24	6946.20	8669.78	785.26	757.84	9611.63
DIAPH7	9.18	7156.74	6699.42	606.80	585.61	5570.41
DIAPH8	6.12	6675.82	4166.16	377.35	364.17	2309.38
DIAPH9	3.06	7203.67	2247.78	203.59	196.48	622.99

Mrx = 164034.630 kN.m

Mry = 158306.400 kN.m

Vérification :

Donc : il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Msx / Mrx = 5.231 > 1.5

Msy / Mry = 4.890 > 1.5

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux directions X & Y.

IV.6.5. Vérification des déplacements en tête du bâtiment : [Art 5.8]

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastrée à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Déplacement réel =R * Déplacement théorique .**RPA version 2003 (Art 4.4.3)** coefficient de comportement **R**=3.5

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

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h: La hauteur totale des étagesδ réel $\leq \delta_{adm}$

Tableau IV.21. Vérification déplacement en tête

	δ théorique (cm)	R	Δréel (cm)	$\delta_{adm}=\frac{h}{250}$(cm)	δ réel ≤ δ_{adm}
δ_x	2.183	3.5	7.64	9.792	Vérifiée
δ_y	1.741	3.5	6.09	9.792	Vérifiée

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible dans les deux directions X & Y.

IV.6.6. Vérification du déplacement inter-étages :[Art 5.10]

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$**[Art 4.4.3]**

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

R : coefficient de comportement.**R**=3.5

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

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

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

h_e : La hauteur de l'étage K.

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

$$\varepsilon = \frac{\Delta_r}{h} \leq \varepsilon_{adm} = 3.5\ ‰$$

Suivant X :

Tableau IV.22. Vérification les déplacements inter étages Sens X

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
DIAPH9	3.06	0.028	0.098	0.098	3.06	Ok	0.22	3.5
DIAPH8	6.12	0.173	0.606	0.508	3.06	Ok	1.16	3.5
DIAPH7	9.18	0.384	1.344	0.738	3.06	Ok	1.69	3.5
DIAPH6	12.24	0.653	2.286	0.942	3.06	Ok	2.15	3.5
DIAPH1	27.54	2.164	7.574	1.032	3.06	Ok	2.36	3.5
DIAPH5	15.3	0.949	3.322	1.036	3.06	Ok	2.37	3.5
DIAPH2	24.48	1.869	6.542	1.054	3.06	Ok	2.41	3.5
DIAPH4	18.36	1.258	4.403	1.081	3.06	Ok	2.47	3.5
DIAPH3	21.42	1.568	5.488	1.085	3.06	Ok	2.48	3.5

Suivant Y :

Tableau IV.23. Vérification les déplacements inter étages sens Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
DIAPH1	27.54	1.741	6.094	0.889	3.06	Ok	2.03	3.5
DIAPH2	24.48	1.487	5.205	0.903	3.06	Ok	2.07	3.5
DIAPH3	21.42	1.229	4.302	0.896	3.06	Ok	2.05	3.5
DIAPH4	18.36	0.973	3.406	0.861	3.06	Ok	1.97	3.5
DIAPH5	15.3	0.727	2.545	0.795	3.06	Ok	1.82	3.5
DIAPH6	12.24	0.5	1.75	0.693	3.06	Ok	1.59	3.5
DIAPH7	9.18	0.302	1.057	0.549	3.06	Ok	1.26	3.5
DIAPH8	6.12	0.145	0.508	0.371	3.06	Ok	0.85	3.5
DIAPH9	3.06	0.039	0.137	0.137	3.06	Ok	0.31	3.5

Commentaire :

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

La déformation ε ne pas dépasser la limite élasto plastique (domaine élasto plastique) dans les deux directions.

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[Art 2.5.5]**

IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments : RPA version 2003[Art 7.4.3.2]

Contrainte de cisaillement :

$$T=\frac{Tma}{b.dx} \leq \boldsymbol{\tau_{adm}}$$

1.1 Poutres :

Contrainte d'admissibles-**CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :**

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \boldsymbol{\tau_u} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}}$=min (0.20.$\boldsymbol{F_{C28}}$/ γ_b ; 5 MPa)

$$\begin{cases} \textbf{Fissuration préjudiciable}: \\ \textbf{Fissuration très Fissuration}: \end{cases} \rightarrow \boldsymbol{\tau_u} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}}\text{=min (0.15.}\boldsymbol{F_{C28}}\text{/ }\gamma_b\text{ ; 4 MPa)}$$

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

Tableau IV.24. Vérification du cisaillement des poutres

N⁰	Section	b (cm)	h (cm)	L (cm)	T. Fiss	Combinaisons (Max)	T. Situation	Tz (KN)	τ_{max} (KN)	τ_{adm} (KN)
1098	PP	30	45	6	P.n	G+Q+Edx	ACC	227.01	1.78	3.26
463	PS	30	35	5	P.n	G+Q-Edx	ACC	39.54	0.41	4.35
570	P. palier	30	40	1.4	p.n	G+Q-Edx	ACC	117.06	1.04	3.26
30	Longrine	30	40	6	Préj	1.35G+1.5Q	Durable	10.62	0.09	2.5
30	Chinages	30	30	5	P.n	G+Q+Edx	ACC	38.39	0.47	4.35

Commentaire :

Toutes les sections des poutres sont justifiésuffisent contre le risque de cisaillement.

1.2. Poteaux :

Le système de contreventement R=3.5 :

La force sismique est absorbée uniquement par les voiles (Tv=100**%**), l'effort tranchant dans les poteaux est nul (Tp=0**%**) .

Dans ce cas en dois revérifier le cisaillement des poteauxuniquement à l'état limite ultime

Contraintes admissible – CBA 93 [Art .7.4.3.2] :

$$P_d = \begin{cases} \overline{\tau_u} = p_d . F_{c28} \\ 0.075 \; si : \lambda_g = {}^{h}/_{a} \geq 5 \\ 0.040 \; si : \lambda_g = {}^{h}/_{a} < 5 \end{cases}$$

Sens-X :

Tableau IV.25. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux suivant X à l'ELU

N^0	**Section**	**b(cm)**	**h (cm)**	**H (m)**	**Combinaison . (Max)**	**Tx (KN)**	**τ_u (MPa)**	**τ_{adm} (MPa)**
246	Poteau	65	65	3.06	1,35G+1,5Q	50.73	0.125	1
179	Poteau	60	60	3.06	1,35G+1,5Q	44.65	0.129	1.88
135	Poteau	55	55	3.06	1,35G+1,5Q	47.49	0.164	1.88
115	Poteau	50	50	3.06	1,35G+1,5Q	57.05	0.240	1.88

Sens-Y :

Tableau IV.26. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux suivant X à l'ELU

N^0	**Section**	**B (cm)**	**h (cm)**	**H (cm)**	**Combinaison g (Max)**	**Ty (KN)**	**τ_u (MPa)**	**τ_{adm} (MPa)**
488	Poteau	65	65	3.06	1,35G+1,5Q	36.53	0.090	1
308	Poteau	60	60	3.06	1,35G+1,5Q	32.02	0.093	1.88
506	Poteau	55	55	3.06	1,35G+1,5Q	28.59	0.099	1.88
320	Poteau	50	50	3.06	1,35G+1,5Q	23.79	0.100	1.88

Commentaires :

Toutes les sections sont justifiées contre le risque de cisaillement dans les deux directions X, Y à l'état limite ultime.

1.3. Lesvoiles :

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

La contrainte de cisaillement est égale :

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

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

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

Tableau IV.27. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Sens X

Voiles N^0	**a (cm)**	**L (cm)**	**Angle(°)**	**Combinaison**	**Vx (KN)**	**τ_X (MPa)**	**τ_{adm} (MPa)**	**Vérification**
Vx1	20	5	0	G+Q-Edx	1932.66	3.01	5	vérifiée
Vx2	20	6	0	G+Q+Edx	2346.11	3.04	5	Oui
Vx3	20	6	0	G+Q+Edx	2269.89	2.94	5	Oui
Vx4	20	5	0	G+Q+Edx	2099.94	3.26	5	Oui

Tableau IV.28. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Sens Y

Voiles N^0	**a (cm)**	**L (cm)**	**Angle(°)**	**Combinaison**	**Vy (KN)**	**τ_X (MPa)**	**τ_{adm} (MPa)**	**Vérification**
Vy1	20	5	90	G+Q-Edy	1256.75	1.95	5	Oui
Vy2	20	5	90	G+Q+Edy	1335.73	2.06	5	Oui
Vy3	20	5	90	G+Q-Edy	735.92	1.14	5	Oui
Vy4	20	5	90	G+Q+Edy	333.83	0.52	5	Oui
Vy5	20	5	90	G+Q+Edy	1433.04	2.23	5	Oui
Vy6	20	5	90	G+Q+Edy	1399.64	2.18	5	Oui
Vy7	20	5	90	G+Q+Edy	1355.42	2.11	5	Oui

Commentaires :

L’épaisseur des voiles (e=20cm) est suffisante pour pouvoir équilibrer les contraintes de cisaillement due au séisme.

IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressionde calcul est limité par la condition suivante :

$$v=\frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$\mathbf{N_d}$: Effort normal réduit

$\mathbf{B_c}$: Section brute du béton

Tableaux de Vérification :

Sens X : Combinaison : G+Q+Edx

Tableau IV.29. Vérification des sollicitations normal réduit Sens X

Niveau	*b (cm)*	*h (cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	ν	*Vérification* $\nu \leq 0.3$
Sous-sol	65	65	2864.38	3969.00	0.289	Oui
RDC	65	65	2526.38	3969.00	0.255	Oui
1^{ier}	60	60	2187.55	3364.00	0.260	Oui
2éme	60	60	1857.59	3364.00	0.221	Oui
3éme	55	55	1528.85	2809.00	0.218	Oui
4éme	55	55	1206.3	2809.00	0.172	Oui
5éme	50	50	885.33	2304.00	0.154	Oui
6éme	50	50	571.07	2304.00	0.099	Oui
7éme	50	50	264.5	2304.00	0.046	Oui

Sens Y : Combinaison : G+Q+Edy

Tableau IV.30. Vérification des sollicitations normal réduit SensY

Niveau	*b (cm)*	*h (cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	ν	*Vérification* $\nu \leq 0.3$
Sous-sol	65	65	2860.66	3969.00	0.288	Oui
RDC	65	65	2523.27	3969.00	0.254	Oui
1^{ier}	60	60	2185.66	3364.00	0.260	Oui
2éme	60	60	1856.70	3364.00	0.221	Oui
3éme	55	55	1529.11	2809.00	0.218	Oui
4éme	55	55	1207.2	2809.00	0.172	Oui
5éme	50	50	886.57	2304.00	0.154	Oui
6éme	50	50	573.39	2304.00	0.100	Oui
7éme	50	50	266.92	2304.00	0.046	Oui

Commentaires : Les sections des poteaux choisis(65x65),(60x60),(55x55),(50x50) sont justifier suffisant pour limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensembledues au séisme.

IV.6.9. 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 :

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

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

Edx = 8583.720 KN

Edy =8283.967 KN

Tableau IV.31. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y)

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WI.HI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérificaion
27.54	5923.49	1.03	0.89	163132.915	1506.71	1454.09	306	0.013	0.012	Vérifiée
24.48	6910.96	1.05	0.9	169180.301	1562.56	1507.99	306	0.015	0.013	Vérifiée
21.42	6917.82	1.09	0.9	148179.704	1368.6	1320.8	306	0.018	0.015	Vérifiée
18.36	6965.02	1.08	0.86	127877.767	1181.09	1139.84	306	0.021	0.017	Vérifiée
15.3	7018.25	1.03	0.79	107379.225	991.76	957.13	306	0.024	0.019	Vérifiée
12.24	6946.2	0.95	0.69	85021.488	785.26	757.84	306	0.027	0.021	Vérifiée
9.18	7156.74	0.74	0.55	65698.873	606.8	585.61	306	0.029	0.022	Vérifiée
6.12	6675.82	0.5	0.37	40856.018	377.35	364.17	306	0.029	0.022	Vérifiée
3.06	7203.67	0.1	0.14	22043.23	203.59	196.48	306	0.012	0.017	Vérifiée

Commentaire :

Les P-Δ est négligeable dans tous les étage et dans les deux directionsX ,Y.

IV.6. Conclusion :

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

Les Poutres :

Poutres principales (30x45) cm^2

Poutres secondaires (30x35) cm^2

Poutres palier (30x40) cm^2

Les chinages (30x35) cm^2

Les longrines (30x40) cm^2

Les poteaux :

Pour (Sous-sol +RDC) : (65x65) cm^2.

Pour (1+2) étages :(60x60) cm^2.

Pour (3+4) étages : (55x55) cm^2.

Pour (5+6+7) étages :(50x50) cm^2.

L'épaisseur du voile :

Ep Voile=20 cm.

Ep Voile Périphérique =20 cm.

La structure (RDC+7) avec voiles dans une zone sismique Ⅲ avec un site S3, demande un système de contreventementmixte(portiques-voiles avec une justification d'interaction portiques-voiles).

Dans ce systèmenous avons assuré :

- ✓ Un bon comportement modal (une disposition des voiles adéquat).
- ✓ Une structure stable contre le risque de renversement.
- ✓ Une déformation de la phase élastoplastique dans les deux directions X-Y.
- ✓ Une résistance suffisant pour toutes les sections de la structure.
- ✓ L'effet P-Δ est négligeable pour tous les étages et tous les directions.
- ✓ Une bonne ductilité de la structure.
- ✓ Une structure économique.

CHAPITRE V :

FERRAILLGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

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

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

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

Ed : charges sismiques.

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- **ELU :**
  - ✓ 1,35G +1,5Q
  - ✓ G +Q ± Edx
  - ✓ G +Q ± Edy
- **ELS :**
  - ✓ G + Q
  - ✓ 0,8 G ± Edx
  - ✓ 0,8 G ± Edy

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s=1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

V.2.2. Recommandations du RPA99 :[Art 7.5.2.1]

A. Poutre principale :

A.1 Calcul de Ferraillage de Poutre principale à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.2. Calcul des sections d'armatures de la poutre principale

Poutre principale		**Sollicitations**			**Sections d'armatures calculées**			
B	**H**	**N°**	**M travée**	**M appui**	**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
30	45	873	G+Q+Edx	-197.78	/	/	0.00	13.09
		518	116.5	1.35G+1.5Q	8.59	0.00	/	/

Tableau. V.3. Sections d'armatures choisies de la poutre principale

Poutre principale				**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
B	**h**	A_{min}		**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]	[cm²]		[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
30	45	6.75		3 HA 14+ 3ch HA14	3 HA14	3 HA 14	3HA14+ 6ch HA14
				9.23	4.62	4.62	13.85

Section minimale :

A_{min} =0.5%*b*h (cm²) ……RPA2003 Art.7.5.2.1

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

A.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ;

Tableau .V.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre principale

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-116.13	**T.F :**peu nuisible			11.62	230.36	150.49	15	400	Vérifiée
84.88		8.49	168.37	109.99	**T.F :** peu nuisible			15	400	Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

A. 3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow\tau_u \leq \overline{\tau_u}$=min (0.20.$F_{C28}$/ γ_b ; 5 MPa)

{ Fissuration préjudiciable:
Fissuration très Fissuration: $\rightarrow\tau_u \leq \overline{\tau_u}$=min (0.15.$F_{C28}$/ γ_b ; 4 MPa**Combinaison** : ELU

Tf :peu nuisible

Tableau.V.5.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Section et Sollicitations			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b (cm)	h (cm)	T_u (KN)	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Φ (mm)	At $(cm)^2$
30	45	-192.94	1.59	3.33	Oui	10	15	8	3HA8

Armatures transversales :

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35} = \frac{450}{35} = 12.86$mm ; φ_l =12mm ; $\frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30$mm] = 11.43 mm .

On adopter: φ_t= 8mm

$a_t = \frac{\pi*\varphi_t^2}{4} = \frac{3.14*0.8^2}{4}$ = 0.50 cm² ; $A_t = a_t * n_t$ avec $\mathbf{n_t = 3}$ A_t = 1.51 cm²

Donc on adopter: A_t =3HA8 = 1.51 cm²

Vérification solen CBA 93 :

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq$ Min [$\frac{h}{4} = \frac{45}{4} = 11.25$cm ; $12\varphi_l = 12 * 1.2 = 14.40$cm] =11.25cm

Zone courante :$\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =38.25cm; 40cm] = 38.25cm

On adopte les1 valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 10cm ≤ 10cm.....**Condition vérifié**

Zone courante : St <$\frac{h}{2}$= 22.5 cm ≤ $\overline{S_t}$= 33.75..... **Condition vérifié**

III.4.4.9. Vérification solen RPA 99 V 2003 :

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h..... Zone courante.

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

A_{min} =0.5%*30*45 = 6.75cm²≤ ΣA = 32.32cm² ≤ A_{max} = 4%*30*45= 54cm²...**Condition vérifiée**

A.4. Vérification de la flèche a l'ELS-CBA93 Art B.6.5.3 :

$\bar{F}=\frac{L}{500}$Si L ≤ 5m $\bar{F}= 0.5cm + \frac{L}{1000}$Si L > 5m

Tableau .V.6. Vérification de la flèche

Poutre principale			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
b (c)	L (m)	h (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(m m)	Oui / Non
30	6.00	45	-77.87	84.88	-109.65	9.23	4.62	6.20	11	Oui

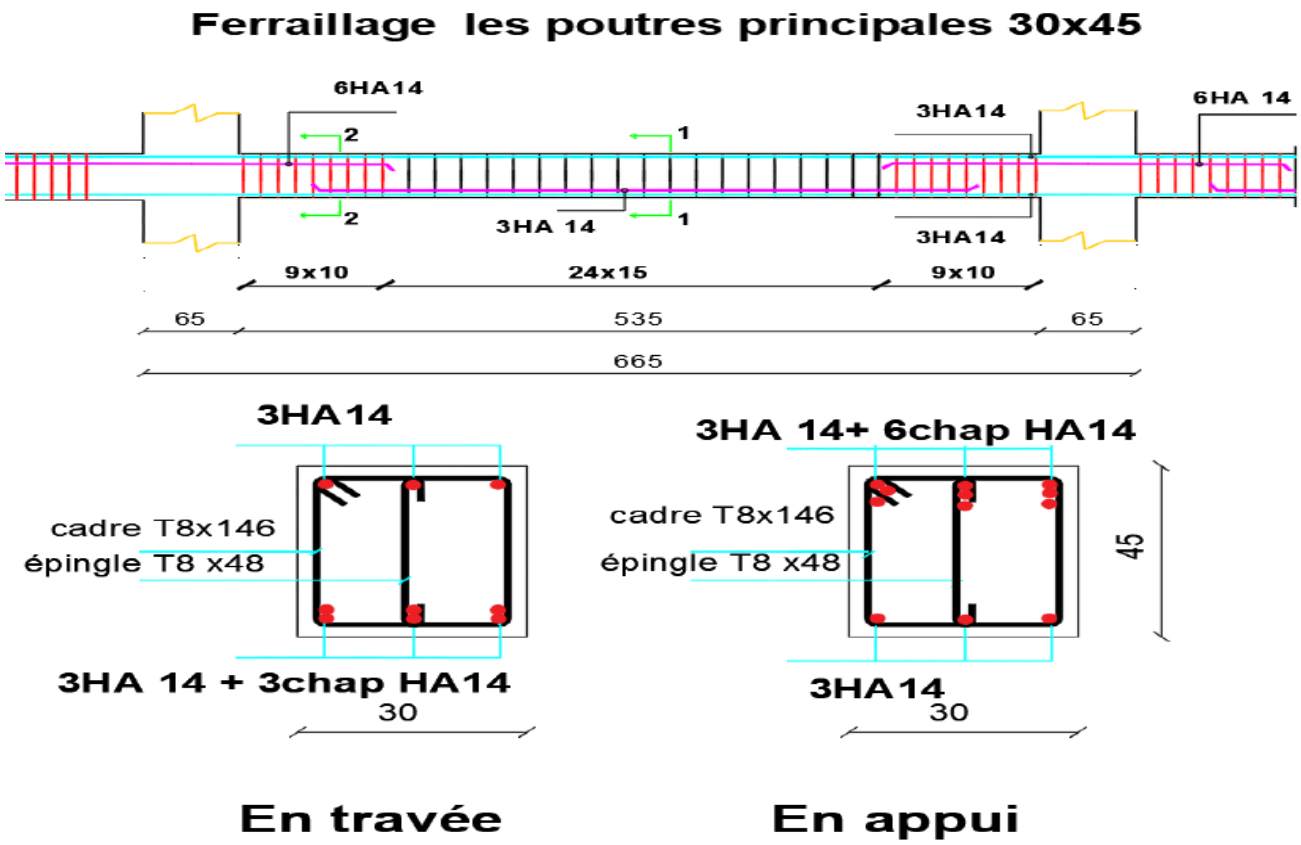


Figure.V.1.Ferraillage des poutres principales

B. Poutre secondaire :

B.1 Calcul de Ferraillage de Poutre secondaire à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.7. Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire

Poutre secondaire		**Sollicitations**			**Sections d'armatures calculées**			
B	**H**	**N°**	**M appui-**	**M appui+**	**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	35	986	G+Q+Edy	-72.43	/	/	0.00	5.97
		986	60.21	0.8G+Edy	4.90	0.00	/	/

Tableau. V.8. Sections d'armatures choisies de la poutre secondaire

Poutre secondaire				**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
B	**H**	A_{min}		**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	35	5.25		3 HA 12	3 HA12	3HA12+ 3ch HA12	3HA12+ 3ch HA12
				3.39	3.39	6.79	6.79

Section minimale :

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

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

B.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ;

Tableau .V.9. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-38.18	**T.F :**peu nuisible			6.49	193.56	74.95	15	400	Vérifiée
23.19		4.18	139.99	47.15	**T.F :** peu nuisible			15	400	Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

B. 3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.20.F_{C28}/ \gamma_b ; 5\ MPa)$

$\begin{cases} \text{Fissuration préjudiciable:} \\ \text{Fissuration très Fissuration:} \end{cases} \rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.15.F_{C28}/ \gamma_b ; 4\ MPa$

Combinaison : ELU **Tf :**peu nuisible

Tableau.V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Section et Sollicitations			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b (cm)	h (cm)	$T_u\ (KN)$	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Φ (mm)	At $(cm)^2$
30	35	40.79	0.43	4.35	Oui	10	15	8	3HA8

Armatures transversales :

$\varphi_t \leq$ Min $[\frac{h}{35} = \frac{350}{35} = 10mm$; $\varphi_l = 12mm$; $\frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30mm\ ] = 10$ mm .

On adopter: $\varphi_t = 8mm$

$a_t = \frac{\pi * \varphi_t^2}{4} = \frac{3.14 * 0.8^2}{4} = 0.50\ cm^2$; $A_t = a_t * n_t$ avec $\mathbf{n_t = 3}$ $A_t = 1.51\ cm^2$

Donc on adopter: $A_t = 3HA8 = 1.51\ cm^2$

Vérification solen CBA 93 :

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq$ Min $[\frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8.85cm ; 12\varphi_l = 12 * 1.2 = 14.40cm] = 8.85cm$

Zone courante : $\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =29.25cm

; 40cm] = 29.25cm

On adopte les valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 10cm ≤ 10cm.....**Condition vérifié**

Zone courante : St $< \frac{h}{2} = 17.5cm \leq \overline{S_t} = 33.75$..... **Condition vérifié**

III.4.4.9. Vérification solen RPA 99 V 2003 :

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h…… Zone courante.

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

$A_{min} = 0.5\%*30*35 = 5.25cm^2 \leq \Sigma A = 19.22cm^2 \leq A_{max} = 4\%*30*35 = 42cm^2$...**Condition vérifiée**

B.4. Vérification de la flèche a l'ELS-CBA93 Art B.6.5.3 :

$\bar{F}=\frac{L}{500}$Si L ≤ 5m $\bar{F}= 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000}$Si L > 5m. . Tableau V.11.Vérification de la flèche

Poutre principale			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b (c)	L (m)	h (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
30	5.00	35	-38.177	23.19	0.00	5.65	3.39	2.2	10	Oui

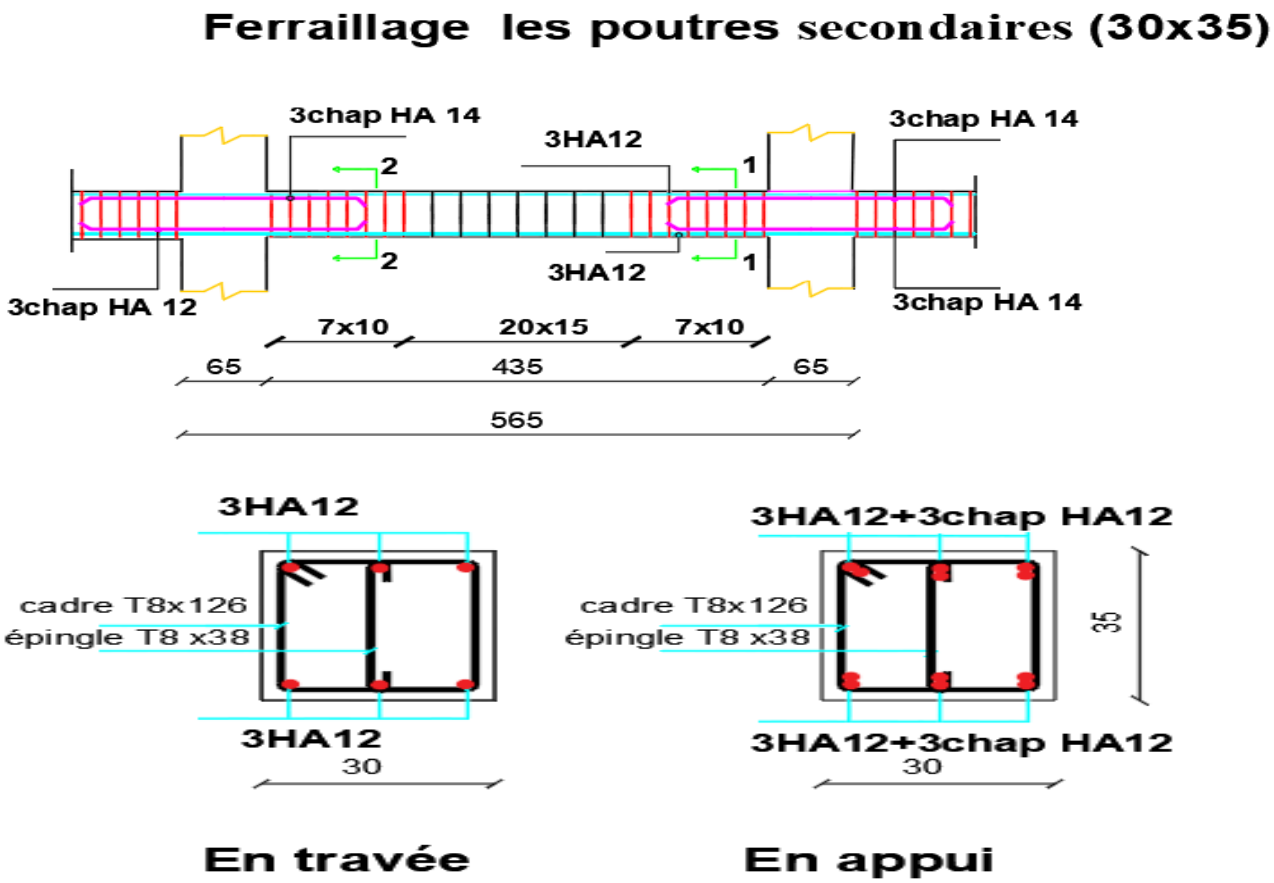


Figure.V.2.Ferraillage des poutres secondaires

C. Chainage :

C.1 Calcul de Ferraillage de chainage à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.12. Calcul des sections d'armatures de chainage

Chainage		Sollicitations			Sections d'armatures calculées			
B	H	N°	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	30	895	G+Q+Edx	-58.94	/	/	0.00	5.80
		752	20.38	1.35G+1.5Q	2.20	0.00	/	/

Tableau. V.13. Sections d'armatures choisies de chainage

Chainage				Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	H	A_{min}		As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	30	4.50		3 HA 12	3 HA12	3 HA 12	3HA12+ 3ch HA12
				3.39	3.39	3.39	6.79

Section minimale :

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

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

C.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : **G+Q** ;

Tableau .V.14. Vérification des contraintes normales à l'ELS de chainage

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes en travée (MPa)			Contraintes en appui (MPa)			Contraintes admissible (MPa)		vérification
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-27.47	**T.F :** préjudiciable			6.10	166.07	68.14	15	201.63	Vérifiée
15.1		4.24	177.72	41.68	**T.F :**préjudiciable			15	201.63	Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

C. 3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$=min (0.20.$F_{C28}$/ γ_b ; 5 MPa)

$\begin{cases} \text{Fissuration préjudiciable:} \\ \text{Fissuration très Fissuration:} \end{cases}$ $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$=min (0.15.$F_{C28}$/ γ_b ; 4 MPa

Combinaison : ELU **Tf :**préjudiciable

Tableau.V.15.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Section et Sollicitations			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b (cm)	h (cm)	$T_u\ (KN)$	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Φ (mm)	At $(cm)^2$
30	30	38.4	0.45	3.26	Oui	10	15	8	3HA8

Armatures transversales :

$\varphi_t \leq$ Min $[\frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8.57mm$; φ_l =12mm ; $\frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30mm\ ]$ = 8.57 mm .

On adopter: φ_t= 8mm

$a_t = \frac{\pi * \varphi_t^2}{4} = \frac{3.14 * 0.8^2}{4}$ = 0.50 cm² ; $A_t = a_t * n_t$ avec $\mathbf{n_t = 3}$ A_t = 1.51 cm²

Donc on adopter: A_t =3HA8 = 1.51 cm²

Vérification solen CBA 93 :

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq$ Min $[\frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5cm$; $12\varphi_l = 12 * 1.2 = 14.40cm]$ =7.5cm

Zone courante : $\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =24.75cm; 40cm] = 24.75cm

On adopte les1 valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 10cm ≤ 10cm.....**Condition vérifié**

Zone courante : St < $\frac{h}{2}$= 15 cm ≤ $\overline{S_t}$= 33.75..... **Condition vérifié**

III.4.4.9. Vérification solen RPA 99 V 2003 :

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h..... Zone courante.

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

A_{min} =0.5%*30*30 = 4.5cm² ≤ ΣA = 16.96 cm² ≤ A_{max} = 4%*30*30= 36cm²...**Condition vérifiée**

C.4. Vérification de la flèche a l'ELS-CBA93 Art B.6.5.3 :

$\overline{F} = \frac{L}{500}$ Si L ≤ 5m $\overline{F}$ = 0.5cm + $\frac{L}{1000}$ Si L > 5m Tableau .V.16. Vérification de la flèche

Poutre principale			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
b (c)	L (m)	h (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\overline{F}$(m m)	Oui / Non
30	6.00	30	-24.073	15.1	-27.057	3.39	3.39	3	11	Oui

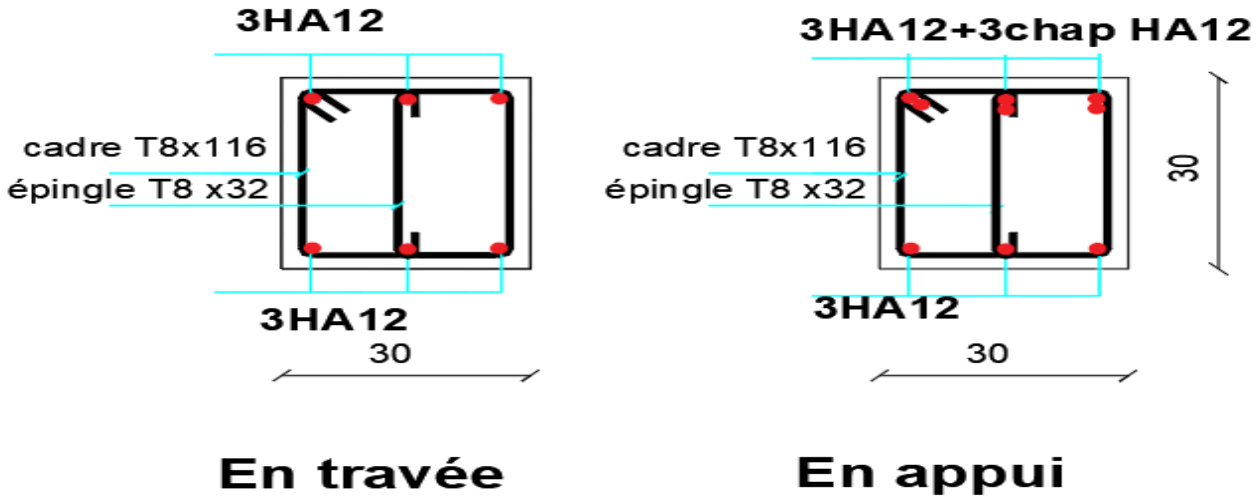


Figure.V.3.Ferraillage des chainages

V.3.Ferraillage Des Poteaux :

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

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

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

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

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

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Remarque :

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

Tableau V.17.Ferraillage des poteaux à l'ELU ou ACC

Etage	N°	Section	Cas	Combinaisons	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm^2)	Ay (cm^2)	Amin (cm^2)	Achoisi (cm^2)
Sous-sol+ RDC	267	PT 65x65	Nmax -->Mcorr	1,35G+1,5Q	3820.08	0.52	-7.25	6.50	3.90	38.02	20 HA16= 40.21
	257	PT 65x65	Mmax -->Ncorr	1,35G+1,5Q	1025.59	-31.70	3.11	6.50	3.90		
	222	PT 65x65	Nmin -->Mcorr	1,35G+1,5Q	698.02	0.76	-4.95	6.50	3.90		
1ere+ 2eme	295	PT 60x60	Nmax -->Mcorr	1,35G+1,5Q	2912.38	7.83	-16.69	6.00	3.60	32.4	4HA16+16CH HA 14
	256	PT 60x60	Mmax -->Ncorr	1,35G+1,5Q	2402.97	2.03	57.51	6.00	3.60		
	341	PT 60x60	Nmin -->Mcorr	1,35G+1,5Q	640.86	7.66	-35.51	6.00	3.60		
3eme+ 4eme étage	291	PT55x55	Nmax –Mcorr	1,35G+1,5Q	2032.72	7.90	-13.36	5.5	3.3	27.23	20HA14= 30.79
	213	PT55x55	Mmax –Ncorr	1,35G+1,5Q	1681.28	2.33	50.44	5.5	3.3		
	335	PT55x55	Nmin –Mcorr	1,35G+1,5Q	430.42	4.36	-42.50	5.5	3.3		
5eme +6eme+7eme étage	275	PT50x50	Nmax –Mcorr	1,35G+1,5Q	1176.79	7.18	-9.74	5	2	22.5	20HA12
	228	PT50x50	Mmax –Ncorr	1,35G+1,5Q	981.97	2.03	49.09	5	2		
	311	PT50x50	Nmin >Mcorr	1,35G+1,5Q	233.41	2.70	-43.64	5	2		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Tableaux V. 18 .Vérification des contraintes à l'ELS

Etage	N°	Section	Cas	Combinaisons	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σs' (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma s}$ (Mpa)
Sous-sol+ RDC	267	PT 65x65	Nmax -->Mcorr	G+Q	2791.51	0.42	-5.28	6.52	0.00	97.40	15	400
	257	PT 65x65	Mmax -->Ncorr	G+Q	751.51	-23.24	2.26	2.25	0.00	32.50		201.63
	222	PT 65x65	Nmin -->Mcorr	G+Q	513.20	0.57	-3.61	1.26	0.00	18.73		
1ere+ 2eme	295	PT 60x60	Nmax -->Mcorr	G+Q	2128.18	5.78	-12.17	6.18	0.00	91.49	15	400
	256	PT 60x60	Mmax -->Ncorr	G+Q	1757.24	1.50	41.72					201.63
	341	PT 60x60	Nmin -->Mcorr	G+Q	470.34	5.62	-25.88	2.09	0.00	29.26		
3eme+ 4eme étage	291	PT 55x55	Nmax -->Mcorr	G+Q	1485.46	5.82	-9.74	5.26	0.00	77.37	15	400
	213	PT 55x55	Mmax -->Ncorr	G+Q	1229.61	1.71	36.57	5.22	0.00	74.67		201.63
	335	PT 55x55	Nmin -->Mcorr	G+Q	315.84	3.20	-30.97	2.17	0.00	29.41		
5eme+6eme+7eme étage	275	PT50x50	Nmax -->Mcorr	G+Q	860.20	5.28	-7.10	3.86	0.00	56.20	15	400
	228	PT50x50	Mmax -->Ncorr	G+Q	718.44	1.49	35.60	4.43	0.00	61.44		201.63
	311	PT50x50	Nmin -->Mcorr	G+Q	171.30	1.98	-31.80	2.86	0.00	34.46		

V.3.2 Armatures transversales :

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

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

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.19. La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	N°	Combinaisons-x	Tx max (kN)	N°	Combinaisons-y	Ty max (kN)	Atx (cm^2)	Aty (cm^2)	ZN (cm)	ZC (cm)	At (cm^2)
Sous-sol+ RDC	PT 65x65	246	1,35G+1,5Q	50.72	249	1,35G+1,5Q	-19.50	0.70	0.27	10	15	4HA8
1ere+ 2eme	PT 60x60	1342	1,35G+1,5Q	52.59	1342	1,35G+1,5Q	-50.59	0.73	0.70	10	15	4HA16 +16HA14
3eme+ 4eme étage	PT 55x55	1336	1,35G+1,5Q	37.94	1336	1,35G+1,5Q	-46.21	0.53	0.64	10	15	4HA8
5eme +6eme+7eme étage	PT 50x50	228	1,35G+1,5Q	33.48	1318	1,35G+1,5Q	-41.83	0.47	0.58	10	15	4HA8

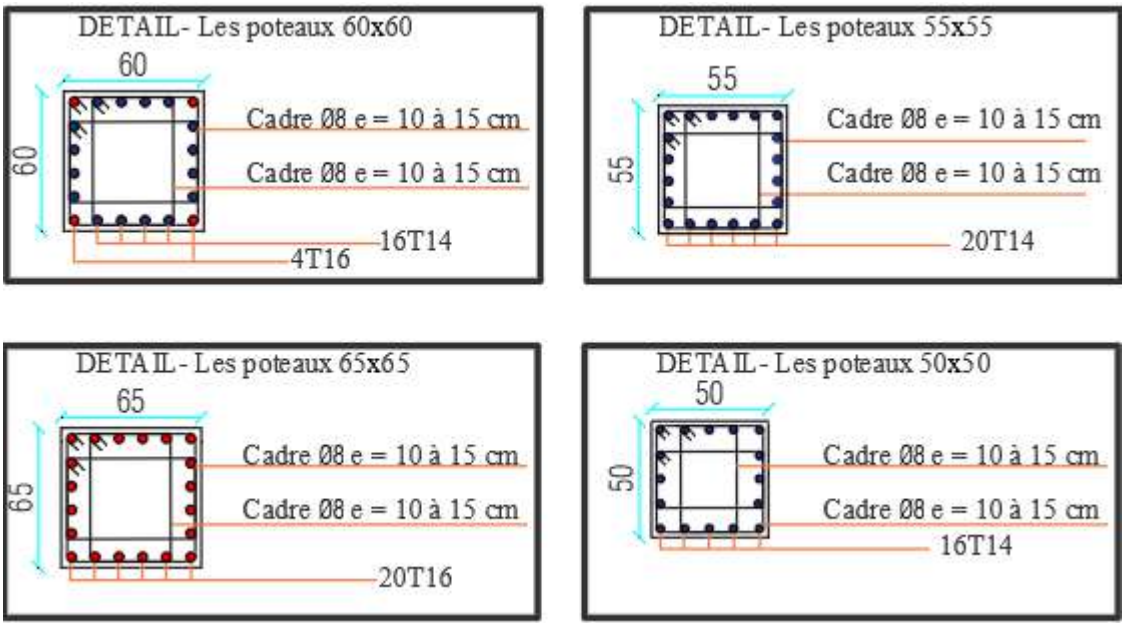


Figure V.4.Ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage Des Voiles :

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

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

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

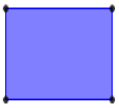
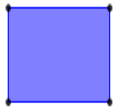
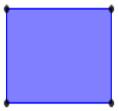
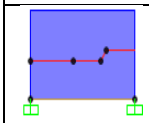
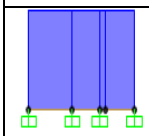
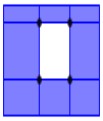
Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée(comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :

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

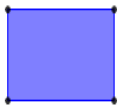
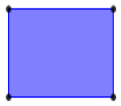
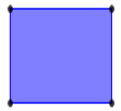
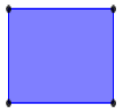
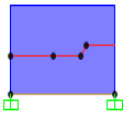
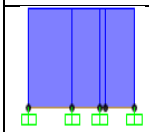
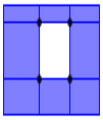
Tableau V.20. La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant Y)

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)		S_t (cm)
							A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	**Voile 1**	5	-2846.73	-1724.97	-879.627	0.8G-Edx	44.72	26.45	30HA14= 46.16	30HA14= 46.16	10
	**Voile 2**	5	-2188.599	-2679.275	-528.763	0.8G-Edx	33.08	33.08	30HA16= 46.16	30HA16= 46.16	10
	**Voile 3**	5	1059.281	-1938.471	-464.178	0.8G-Edy	0.00	12.16	30HA16= 46.16	30HA16= 46.16	10
	**Voile 4**	5	-2271.519	-2032.027	-490.585	0.8G-Edx	31.10	31.10	30HA16= 46.16	30HA16= 46.16	10
	**Voile 5**	5	3681.886	1762.441	266.118	G+Q+Edx	2.52	2.52	12HA8= 6.03	12HA8= 6.03	10
	**Voile 6**	5	3420.560	1570.231	240.180	G+Q+Edx	2.52	2.52	12HA8= 6.03	12HA8= 6.03	10
	**Voile 7** Tr	2.50	-731.826	-709.471	-447.798	0.8G+Edy	0.00	18.58	14HA14= 21.54	14HA14= 21.54	10

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

Tableau V.21. La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y).

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	T (kN)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm^2)	$Av_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	**Voile 1**	5	-2846.73	-1724.97	-879.627	0.8G-Edx	12.60	20HA10=15.70	20
	**Voile 2**	5	-2188.599	-2679.275	-528.763	0.8G-Edx	12.60	20HA10=15.70	20
	**Voile 3**	5	1059.281	-1938.471	-464.178	0.8G-Edy	12.60	20HA10=15.70	20
	**Voile 4**	5	-2271.519	-2032.027	-490.585	0.8G-Edx	12.60	20HA10=15.70	20
	**Voile 5**	5	3681.886	1762.441	266.118	G+Q+Edx	12.60	50HA8=25.12	20
	**Voile 6**	5	3420.560	1570.231	240.180	G+Q+Edx	12.60	50HA8=25.12	20
	**Voile 7** Trumeaux	2.5	-731.826	-709.471	-447.798	0.8G+Edy	5.00	12HA8=6.03	20

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

Tableau V.22.La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y)

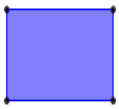
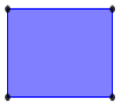
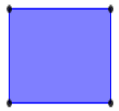
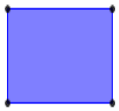
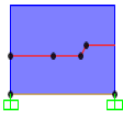
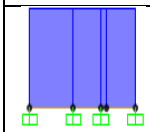
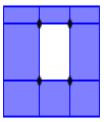
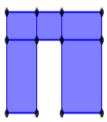
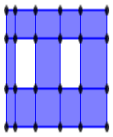
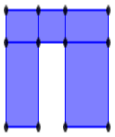
Image	*Voile*	*L (m)*	*He (m)*	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0,15.\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ *(cm²)*	$A_{choisie}$ *(cm²)*	S_t *(cm)*
	*Vy1*	5	2.71	72.01	8.13	72.01	54HA14=83.13	10
	*Vy2*	5	2.71	72.01	8.13	72.01	54HA14=83.13	10
	*Vy3*	5	2.71	72.01	8.13	72.01	54HA14=83.13	10
	*Vy4*	5	2.71	72.01	8.13	72.01	54HA14=83.13	10
	*Vy5*	5	2.71	24.78	8.13	24.78	54HA8=27.14	10
	*Vy6*	5	2.71	24.78	8.13	24.78	54HA8=27.14	10
	*Vy7* trumeaux	2.5	2.71	32.74	8.13	32.74	36HA12=40.72	15

Tableau V.23. La section calculée d'armatures verticales des voiles Nodale (Suivant X)

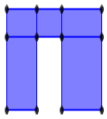
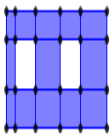
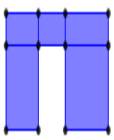
Image	**Voile**	**L (m)**	**N (kN)**	**M (kN. m)**	**T (kN)**	**Combinaison**	**$A_{calculer}$ (cm²)**		**$A_{choisie}$ (cm²)**		**S_t (cm)**
							A_{s1}	**A_{s2}**	**A_{s1}**	**A_{s2}**	
	Vx1	5	1201.684	-9044.526	-2048.457	0.8G+Edx	0.00	24.68	14HA16= 28.13	14HA16= 28.13	10
	Vx2 TR	1.5	-657.003	-456.640	-423.898	0.8G+Edx	0.00	18.27	10HA16= 20.10	10HA16= 20.1	10

	Vx3 TR	2.15	-512.343	-126.70	-217.556	0.8G+Edx	11.29	11.29	12HA12= 13.56	12HA12= 13.56	10
	Vx4 TR	3.15	128.629	-2339.503	-1236.566	0.8G+Edx	0.00	18.74	10HA16= 20.10	10HA16= 20.10	10

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

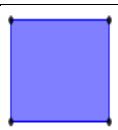
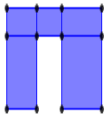
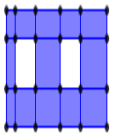
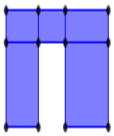
St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

Tableau V.24. La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant X)

Image	**Voile**	**L (m)**	**N (kN)**	**M (kN. m)**	**T (kN)**	**Combinaison**	**$Av_{calculer}$ (cm^2)**	**$Av_{choisie}$ (cm^2)**	**S_t (cm)**
	Vx1	5	1201.684	-9044.526	-2048.457	0.8G+Edx	12.60	50HA8=25.12	20
	Vx2 TR	1.5	-657.003	-456.640	-423.898	0.8G+Edx	3.00	8HA8=4.02	20
	Vx3 TR	2.15	-512.343	-126.70	-217.556	0.8G+Edx	4.50	12HA8=6.03	20
	Vx4 TR	3.15	128.629	-2339.503	-1236.566	0.8G+Edx	6.30	26HA8=13.06	20

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

Tableau V.25. La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant X)

Image	Voile	L (m)	He (m)	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0,15.\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	Vx1	5	2.61	54.25	7.83	54.25	36HA14=55.42	15
	Vx2 Tr	1.5	2.61	29.48	7.83	29.48	54HA10=42.39	10
	Vx3 Tr	2.15	2.61	22.10	7.83	22.10	56HA8=28.13	15
	Vx4 Tr	3.15	2.61	35.51	7.83	35.51	36HA12=40.69	15

V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.26.Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)

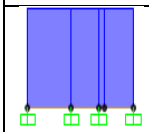
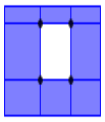
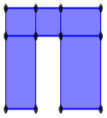
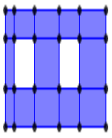
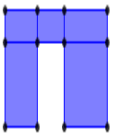
Image	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
	5	2009.306	-70.530	-66.174	1.83	27.20	0.00	CV
	5	2913.452	-1.96	-18.777	2.86	42.95	0.00	CV
	2.5	753.245	79.959	27.766	1.65	23.56	0.00	CV

Tableau V.27.Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn. m)	T (Kn)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
	5	2025.378	11.554	31.657	1.88	28.17	0.00	CV
	TR=1.5	428.656	-0.420	1.965	1.19	17.90	0.00	CV
	TR=2.15	384.712	-3.251	-30.577	0.84	12.46	0.00	CV
	TR=3.15	1377.660	4.683	-20.102	2.01	30.09	0.00	CV

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{Flexion si0mple}$$

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

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

V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

On devra disposer :

- Des aciers longitudinauxA_l.
- Des aciers transversauxA_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)A_c.

a) Aciers longitudinaux :

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

b) Aciers transversaux :

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

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

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

Armatures diagonales :

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

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) **Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) **Armatures transversales :**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

V.4.2.3.Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

Tableau V.28.Choix de la méthode de calcul

L (m)	H (m)	T (kN)	M1 (kN)	τ (MPa)	$0.06f_{c28}$	$\tau \leq 0.06f_{c28}$	Choix de la méthode
2.00	1.86	1266.478	1212.419	5.3	1.5	**Non**	Traction/Compression
1.20	1.76	1521.528	919.348	6.72	1.5	**Non**	Traction/Compression
1.60	0.86	-961.551	-764.068	8.70	1.5	**Non**	Traction/Compression
1.60	1.46	870.991	693.878	4.64	1.5	**Non**	Traction/Compression

Tableau V.29. La section d'armatures des linteaux (Suivant X)

Armatures diagonales		**Armatures longitudinales**		**Armatures transversales**		**Armatures de peau**	
A_d (cm^2)	$A_{d\,ch}$ (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	A_p (cm^2)	$A_{p\,ch}$ (cm^2)
22.94	2*6HA16= 24.13	5.58	2*2HA14= 6.16	0.5	2HA8= 1	7.44	2*5HA10= 7.85
22.72	2*6HA16= 24.13	5.28	2*2HA14= 6.16	1.00	2HA8= 1	7.04	2*5HA10= 7.85
24.77	2*8HA16= 32.17	2.58	2*2HA10= 3.14	1.00	2HA8= 1	3.44	2*5HA8= 5.02

Tableau V.30. La section d'armatures des linteaux (Suivant Y)

Armatures diagonales		**Armatures longitudinales**		**Armatures transversales**		**Armatures de peau**	
A_d (cm^2)	$A_{d\,ch}$ (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	A_p (cm^2)	$A_{p\,ch}$ (cm^2)
15.88	2*4HA16= 16.08	4.38	2*2HA12= 4.52	1.00	2HA8	5.84	2*3HA12= 6.78

CHAPITRE VI :

ETUDE 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, les caractéristiques du sol , sismicité d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2 .Types Des Fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. Caractéristiques Du Sol:

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de Ben Abdi Ahmed ».

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

D'après le rapport géotechnique la résistance du sol est :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.0bar$$

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

Le rapport géotechnique exigedeux mètres d'ancrage des fondations.

$$D = 2.0m$$

Vue qu'on a un seul niveau sous-sols, l'ancrage exigé par le rapport géotechnique est atteint donc, on va ancrer nos fondations à partir de (-2.64 m) donc :

Les caractéristiques mécaniques sont :

$\gamma_s = 18\,kN/m^3$, $\varphi = 20°$, $C = 0.5\ bar$

$cg = 0.028$, $\triangle H = 2.30m$, pH = 7.87

Pour ne pas perdre la laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme rigide, pour cela on procède au préalable par une couche de béton de propreté de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (TVO + ciment + eau).

VI.4.Choix De Type De Fondations :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :

Les efforts normaux à la base à l'état limite de service moyennant le logiciel SAP 2000 VERSION 23 : Les valeurs des efforts normaux sont mentionnés aux niveaux des poteaux et aux niveaux des voiles.

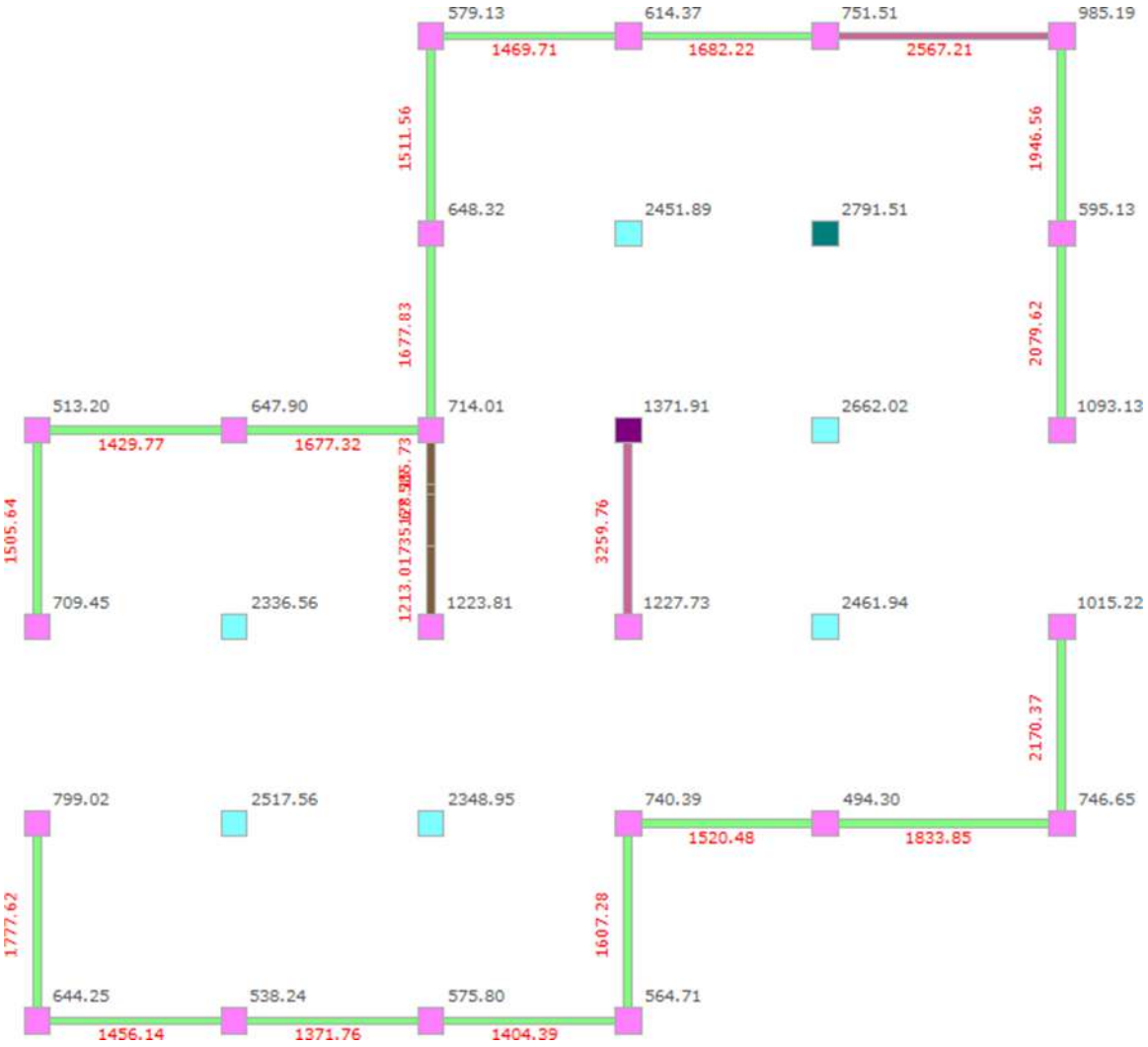


Figure VI.1.Plan de structure au niveau du sous-sol avec efforts normaux à la base.

a) Dimensionnement initiales des semelles isolées :

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

	A (cm)	B (cm)	N (kn)	Mx (kn.m)	My (kn.m)	Ai initial (m)	Bi initial (m)	A ch (m)	B ch (m)	H (cm)
S1	65	65	2791.51	0.42	-5.28	3.74	3.74	3.9	3.9	85
S2	65	65	1371.91	0.23	-2.90	2.62	2.62	2.70	2.70	55

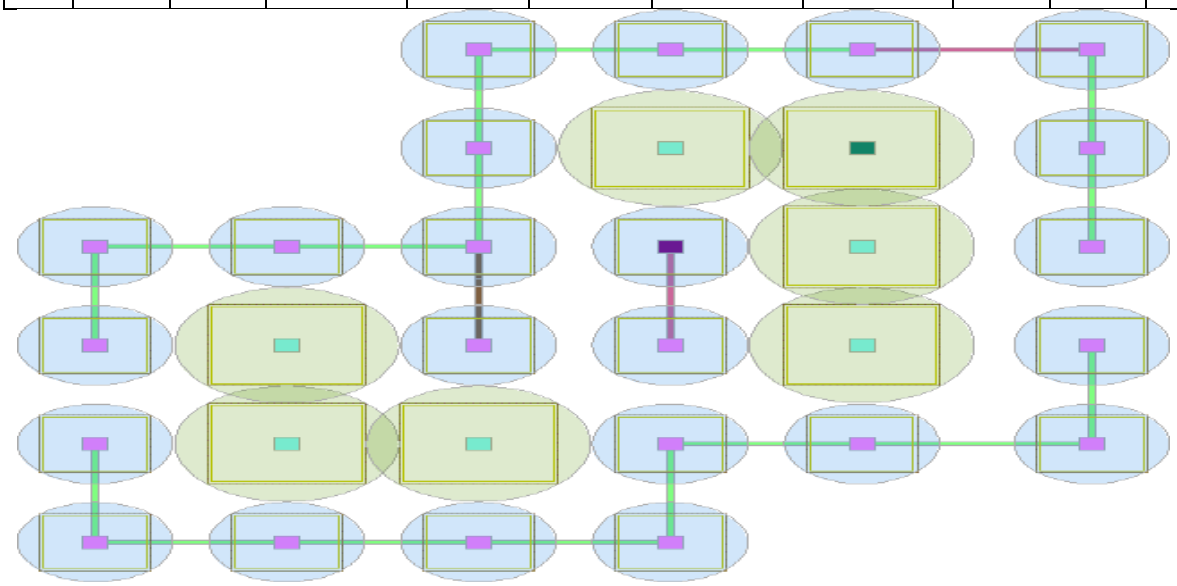


Figure VI.2 Bulbes de pression sous chaque semelle

d)Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

Suivant X

$$l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

Tableau VI.4.Vérification de chevauchement suivant X

Semelle	A (cm)	A' (cm)	1.5*(A+A')/2 (cm)	L(entraxe) (m)	vérification
S1	3.90	5.85	7.73	5	Non vérifiée
S2	2.70	4.05	5.10	5	Non vérifiée

Suivant Y :

$$l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

Tableau VI.5.Vérification de chevauchement suivant Y

Semelle	A (cm)	A' (cm)	1.5*(A+A')/2 (cm)	L(entraxe) (m)	vérification
S1	3.90	5.85	7.73	5	Non vérifiée
S2	2.70	4.05	5.10	5	Non vérifiée

Les bulbes de pressions chevauchent entre elles ou sont très proches l'une de l'autre et qui peuvent causer de grandes conséquences. Cela nous oblige d'opter pour des semelles filantes

VI.4.2 Semelle filante (continue) sous poteaux :

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

- La semelle continue.
- La poutre de libage (poutre de rigidité) entre les poteaux.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

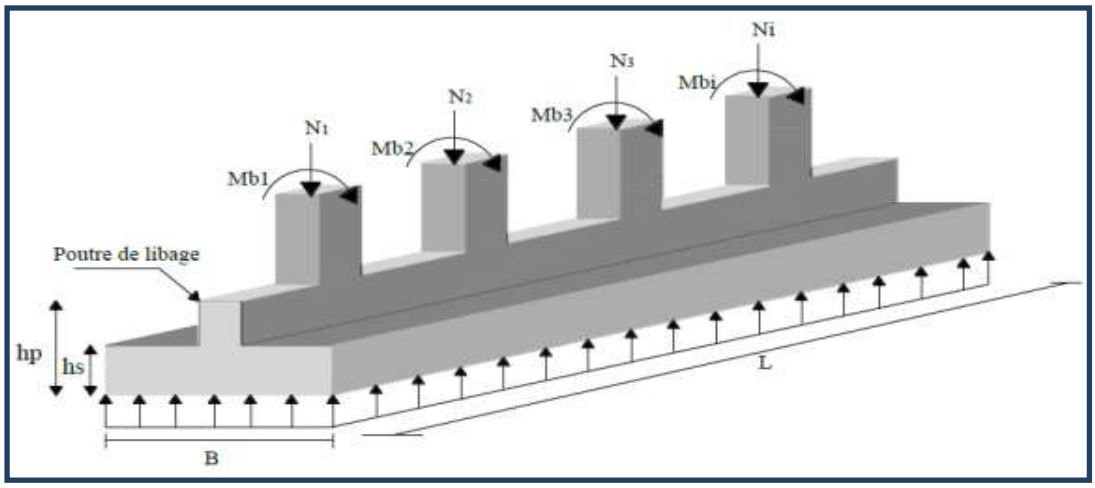


Figure VI.3.Schéma semelle filante

VI.4.2.1. Les hypothèses de calcul:

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.

• Non poinçonnement.

a) Dimensionnement des semelles filantes :

Tableau VI.6. Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS suivantY

Direction	Semelle	$\sum N_{max}$ (kN)	L (m)	B (m)	h (cm)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)	σ_b (bar)	$\overline{\sigma_b}$ (bar)
Suivant Y	Y/A	6812.06	17.70	1.68	28.75	3.00	65.00	1.28	2.00
	Y/B	6903.14	17.70	1.71	29.5	3.00	65.00	1.30	2.00
	Y/C	13292.35	27.70	2.16	40.75	3.00	65.00	1.60	2.00
	Y/D	10267.91	22.70	2.02	37.25	3.00	65.00	1.51	2.00
	Y/E	13188.42	27.70	2.14	40.25	3.00	65.00	1.59	2.00
	Y/f	11738.50	22.70	2.34	45.25	3.00	65.00	1.72	2.00

Tableau VI.7. Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS suivant X

Direction	Semelle	$\sum N_{max}$ (kN)	L (m)	B (m)	h (cm)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (bar)
Suivant X	X/1	7418.17	17.70	1.85	33.00	3.00	65.00	140	2.00
	X/2	6003.55	13.70	1.95	35.50	3.00	65.00	1.46	2.00
	X/4	5601.33	12.70	1.96	35.75	3.00	65.00	1.47	2.00
	X/6	9560.97	18.70	2.31	44.50	3.00	65.00	1.70	2.00

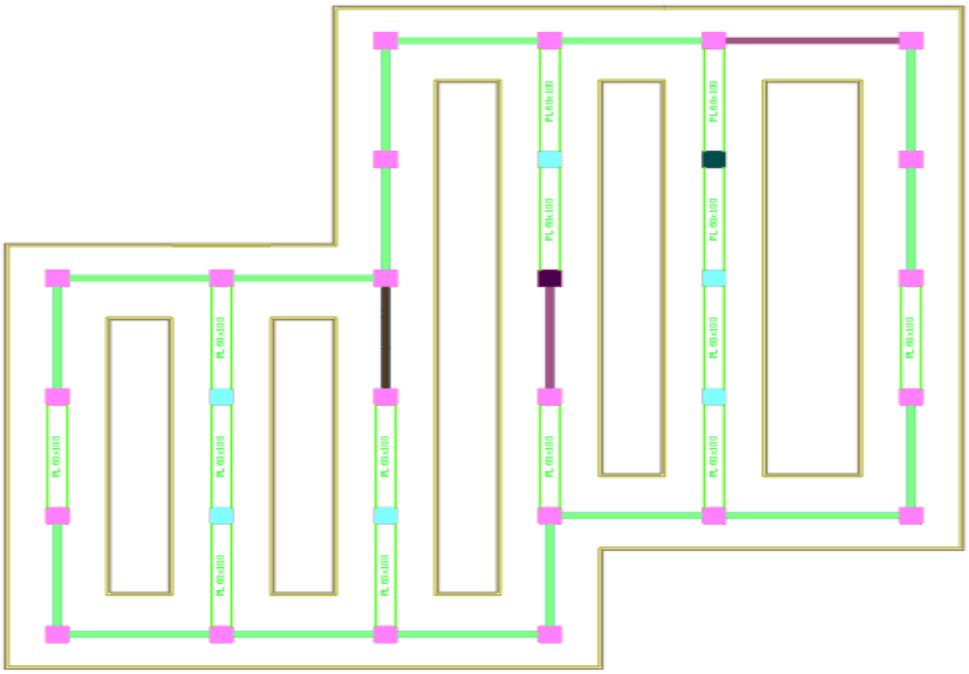


Figure VI.4 Dimensionnement de la semelle filante

b) Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Suivant Y

Tableau 0.8: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Y/A	6812.06	862.88	0.00	0.00	0.00	29.70	1.28		Vérifiée
Y/B	6903.14	862.88	0.00	0.00	0.00	30.26	1.30		Vérifiée
Y/C	13292.35	1350.38	0.00	0.00	0.00	59.83	1.60	2	Vérifiée
Y/D	13188.42	1350.38	0.00	0.00	0.00	45.85	1.59		Vérifiée
Y/E	10267.91	1106.63	0.00	0.00	0.00	59.27	1.51		Vérifiée
Y/f	11738.5	1106.63	0.00	0.00	0.00	53.11	1.72		Vérifiée

Suivant X

Tableau 0.9: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
X/1	6003.55	667.88	0.00	0.00	0.00	32.74	1.46	2	Vérifiée
X/2	5601.33	619.13	0.00	0.00	0.00	26.71	1.47		Vérifiée
X/4	9560.97	911.63	0.00	0.00	0.00	24.89	1.70		Vérifiée
X/6	11738.5	1106.63	0.00	0.00	0.00	34.19	1.72		Vérifiée

c)Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$) **(RPA 2003 Art 10.1.5).**

Suivant X

Tableau 0.10: Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	**N_{ser} (kN/ml)**	**M_{ser} (kN.m)**	**e_0 (cm)**	**B(m)**	**$\frac{B}{4}$(cm)**	**$e_0 \leq \frac{B}{4}$**
Y/A	5949.18	26.07	0.44	3	75	Vérifiée
Y/B	6040.26	5.65	0.09	3	75	
Y/C	11941.97	14.11	0.12	3	75	
Y/D	11838.04	6.24	0.05	3	75	
Y/E	8831.71	9.76	0.11	3	75	
Y/f	10631.87	44.85	0.42	3	75	

Suivant X

Tableau 0.11: Vérification de la stabilité au renversement**.**

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
X/1	6555.29	3.77	0.06	3	75	Vérifiée
X/2	5335.67	4.56	0.09	3	75	
X/4	4982.20	4.94	0.10	3	75	
X/6	8649.34	59.76	0.69	3	75	

Conclusion

Ces résultats, nous confirment la stabilité au renversement.

d) Vérification de poinçonnement à l'ELU :

Suivant Y

Tableau VI.12.Vérification de poinçonnement à l'ELU

Semelle	Nu Poteaux (kn)	Nu Voile (kn)	H (cm)	L (m)	Fp limite (kn)	Fv limite (kn)	Vérification
Y/A	1088.49	2422.580	65	5	2129.4	5323.20	oui
Y/B	3444.280	0.0	65	0.0	2129.40	1064.70	non
Y/C	3214.620	2295.340	65	5	2129.40	5323.50	non
Y/D	3356.79	4454.70	65	5	2129.40	5323.50	non
Y/E	3820.08	0.00	65	0.0	2129.40	1064.70	non
Y/f	1494.670	2961.420	65	5	2129.40	5323.50	oui

Suivant X

Tableau VI.13.Vérification de poinçonnement à l'ELU

Semelle	Nu Poteaux (kn)	Nu Voile (kn)	H (cm)	L (m)	Fp limite (kn)	Fv limite (kn)	Vérification
X/1	878.420	1987.130	65	5	2129.4	5323.20	oui
X/2	1018.640	2501.20	65	6	2129.40	6142.50	oui
X/4	976.59	2293.250	65	5	2129.40	5323.50	oui
X/6	1344.20	3502.96	65	6	2129.40	6142.50	oui

Les poteaux ne peuvent poinçonner les semelles.

VI.4.2.2 Ferraillage des armatures longitudinal de la poutre de libage à L'ELU

La poutre de libage contre carre la flexion de la semelle entre les poteaux soumise à la poussée des terres.

Tableau VI.14.Ferraillage des armatures longitudinal de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage			**Sollicitations à l'ELU ou ACC**		**Section d'armatures**			
L	**B**	**h**	**M travée**	**M appui**	**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
(m)	(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
5	60	100	585.65	/	18.05	0.00	/	/
			/	922.81	/	/	0.00	29.14

Tableau VI.15.Armatures choisis en travées et en appui

Poutre de libage			**Sollicitations calculées**				**Section choisies**			
b	H	Amin	As1	As2	A's1	A's2	As1ch	As2ch	A's1ch	A's2ch
(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
65	100		18.05	0.00	/	/	5HA16 +5ch16	5HA16	5HA16	5HA16+ 10ch16
			/	/	29.14	0.00	20.11	10.05	10.05	30.16

Tableau VI.16.Vérification des contraintes à L'EUS:

Sollicitations à l'ELU		**Contraintes en travée**			**Contraintes en appui**			**Contraintes admissibles**		**Vérification**
M travée	M appui	бb	бs	б's	бb	бs	б's	[бb]	[бs]	Oui/non
(KN.m)	(KN.m)	(MPA)	(MPA)	(MPA)	(MPA)	(MPA)	(MPA)	(MPA)	(MPA)	
449.49		5.27	201.63	75.48	T.F :préjudiciable			15	201.63	oui
	-708.27.	T.F :préjudiciable			7.84	201.63	105.76			oui

Tableau VI.17. Vérification des contraintes de cisaillement

Poutres Sollicitations à l'ELU			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
h	**B**	**T**	**Tu**	**[Tu]adm**	**Vérification**	**ZN**	**ZC**	**Φ**	**At**
(cm)	(cm)	(KN)	(MPA)	(MPA)	Oui/non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
100	65	1066.34	1.83	2.5	oui	10	20	8	6HA8

Tableau VI.18. Vérification de la flèche :

Poutre de libage			**Sollicitations à l'ELS**			**Armatures principales**		**Fléche**		**Vérification**
L	**B**	**H**	M_{ag}	M_t	M_{ad}	**AS1**	**AS2**	**[F]**	**[F]ADM**	**OUI/NON**
(M)	(CM)	(CM)	(KN.M)	(KN.M)	(KN.M)	(cm^2)	(cm^2)	(MM)	(MM)	
5	65	100	264.41		-708.27	20.11	10.05	0.4	1	OUI
				449.49						

VI.4.2.3.Ferraillage des semelles filante :

Le calcul de ferraillage pour une semelle filante se fait comme une semelle isolée, mais avec l'effort normal max dans cette file et son moment de flexion : La longueur de la semelle A =$(\boldsymbol{L_i + L_{i+1}})$/B

B :le largueur de la semelle filante.

a) Armatures principales :

$$A = N\,(1+\frac{\mathbf{3e_0}}{\boldsymbol{B}})\frac{(\mathbf{B-b})}{\mathbf{8\,d\sigma_s}} \;\&\; Esp = \frac{A - 2e - \phi_{\mathbf{b}}}{(n-1)}$$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.19 : Armatures principales des semelles filantes sous voile.

Semelle	Nu (KN/ml)	Nser (KN/ml)	Mu (KN.ml)	Mser (KN.ml)	A (m)	B (m)	Acal (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	esp (cm)
SF1	890.94	651.952	19.50	14.41	1	3	10.29	7HA14=10.78	15

Tableau.VI.20 : Armatures principales des semelles filantes sous poteaux.

Semelle	Nu (KN)	Nser (KN)	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	A (m)	B (m)	Acal (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	esp (cm)
SF2	3820.08	2791.5	27.25	14.41	5	3	37.67	34HA12=38.45	15

b) Armatures de répartition :

Tableau.VI.21 : Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	Arép = A.B/4 (cm²)	Arép choisie (cm²)	esp
SF1	8.08	20HA12=22.62	15
SF2	5.94	2*8HA12=18.10	15

VI.4.3.calcule le ferraillage de Longrine:

Les longrines doivent calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = (N/\alpha) \geq 20$ KN

α: Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Sites	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Figure.V.5.coeff α en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site

VI.4.3.1.Calcul de Ferraillage des longrines à l'ELU ou l'ELACC CBA Art A.7.1.2.2 :

Tableau. VI.22. Calcul des sections d'armatures de longrine

Longrines		**Sollicitations**			**Sections d'armatures calculées**
B	**H**	N°	N max	Fu	
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	As
30	40		1.35G+1.5Q		$[\mathbf{cm^2}]$
		986	385884	385.88	Acal = Fu/ (Fe/γs)=11.09

TableauVI.23. Sections d'armatures choisies de longrine

Longrines			**Sections d'armatures calculées**	**Sections d'armatures choisies**
B	H	A_{min}	***As***	***As choisis***
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	40	7.20	11.09	6HA16+2HA12=14.33

Section minimale :

A_{min} =0.6%*b*h (cm^2) ……..…….RPA2003 Art.7.5.2.1

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4

Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : G+Q ;

Tableau .V.24. Vérification des contraintes normales à l'ELS de longrine

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**	**Contraintes admissible (MPa)**	**Vérification**
Nmax	Fser	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	
(KN.m)	(KN.m)	T.F :peu nuisible	201.63	Vérifiée
2819.64	281.96	Fser/Ach=196.76		Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

VI.4.3.2. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$=min (0.20.$F_{C28}$/ γ_b ; 5 MPa)

$\begin{cases} \textbf{Fissuration préjudiciable}: \\ \textbf{Fissuration très Fissuration}: \end{cases}$ $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$=min (0.15.$F_{C28}$/ γ_b ; 4 MPa**Combinaison : ELUTf : peu nuisible**

Tableau.V.15.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Section et Sollicitations			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b (cm)	h (cm)	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Φ (mm)	At $(cm)^2$
30	40	-106.384	0.95	2.5	Oui	10	15	8	3HA8

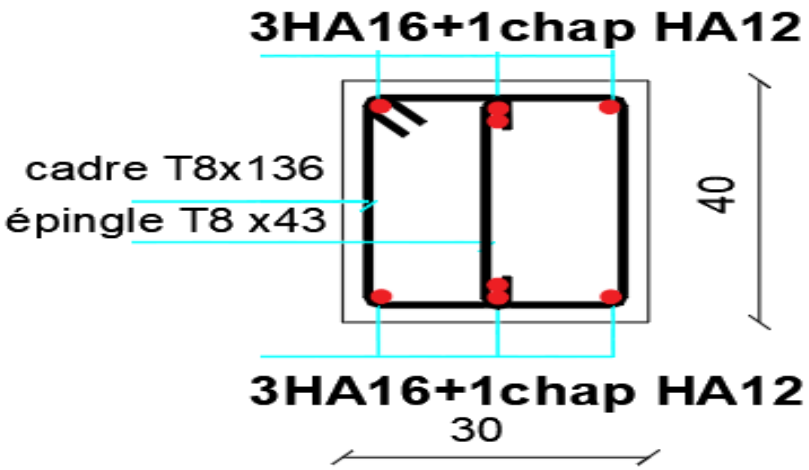


Figure VI.6.ferraillage de Longrine.

La longrine travaille à la traction ce qui permet aux fondations de ne pas se déplacer.

VI.4.4 Calcul de voile périphérique :

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

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : **e ≥ 15 cm**, dans notre cas on adoptera une épaisseur de 20 cm.

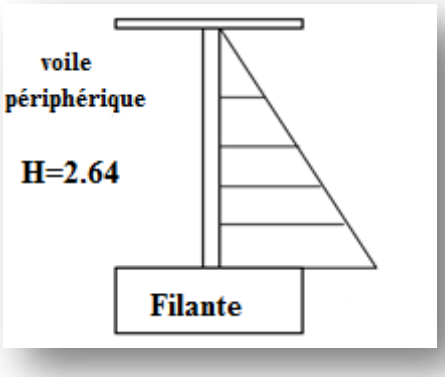


Figure VI.7.Schéma statique du voile périphérique.

VI.4.4.1Calcul de la poussée des terres :

$$P = (1/2)\,\rho_{remblai} * K_p * h^2$$

Avec :

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

$$\rho_d = 16.5kN \quad , \quad h = 3.06m \quad , \quad \varphi = 20° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0.49$$

$$P = (0.5) * 16.5 * 0.49 * (2.64)^2 = 28.17\ kN/m^2$$

Le voile est donc soumis à une charge rectangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour une bande de 1m.

$$P = 28.17/2 = 14.08\ kN$$

$$P_u = 1.35 * P = 25.76\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 14.08\ kN$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 6.45\ m$ et comme hauteur $l_x = 2.64m$;ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{2.64}{6.45} = 0.41$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{ty} = 0.75 * M_y$$

$$M_{sx} = 0.3 * M_x \ , \quad M_{nx} = 0.3 * M_x \quad , \quad M_{ey} = M_{wy} = 0.5 * M_y$$

Tableau VI.17 La section d'armatures du voile périphérique.

	μ	*Armatures en travées*				*Armatures aux appuis*			
		M_t $(kN.m)$	A_{tcal} (cm^2)	A_{tch} (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	A_{acal} (cm^2)	A_{ach} (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	0.0065	6.87	1.14	7HA8 =3.52	15	4.04	0.67	7HA8 =3.52	15
Suivant Y	1.0199	7	1.16	7HA8 =3.52	15	4.12	0.68	7HA8 =3.52	15

VI.4.4.2Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Tableau VI.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

	μ	*Contraintes en travées*					*Contraintes aux appuis*				
		M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	M_a $(kN.m)$	A_{acal} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)
Suivant X	0.0065	5.09	3.52	1.69	17.73	17.73	2.99	3.52	0.60	6.26	6.26
Suivant Y	1.0199	5.19	3.52	0.16	1.64	1.64	2.99	3.52	0.10	1.10	1.10

VI.4.4.3Vérification au cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$\tau_{max} = 0.297MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$Condition vérifée.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Tout au long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

➢ La disposition des voiles adoptée nous permet d'obtenir un comportement très proche de celui des structures régulières (structure géométriquement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans translation (0%).

➢ Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par un nombre élevé des modes (*156* modes) et un temps de 11.12 s 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 des poutres principales (30x45) cm² et secondaires (30x35) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14) et même acceptable sur le plan exécutif.

➢ Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 6HA12 au niveau des appuis.

➢ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement comprimées presque surtout pour les voiles.

➢ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était 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 stabilité, la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

Référence bibliographique

[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 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.

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Cours de béton armé. Mr.O.BOUKENDAKDJI.

[6] : Conception et calcul des structures en béton « HENRY THONIER ».

Les logiciels :

- SAP2000v23.0.1
- Expert 2010.
- Auto CAD 2015.