REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITEDR. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment à usage multiple en Sous-sol + RDC + 7 étages implanté à Médéa (Ksar Boukhari) (Zone IIa)

Présenté par

MEKKID MERIEM

YAHIAOUI KHAOULA

Proposé et Dirigé par

Mr. TOUZOUT M-AMINE

Promotion 2020

Remerciement

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. TOUZOUT Mohamed Amine pour l’encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu’il nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

- *A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, ma mère.*
- *A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, mon père.*
- *A mes frères et mes sœurs pour leur soutien continu et toute la famille yahiaoui .*
- *A mon binôme Meriem qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*
- *A tous mes amis intimes (Med Amine, Zineb, Yasmine, Madina) .*
- *Je dédie également ce projet à tous ce qui m'a aidé de près ou de loin.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chers au monde

Après mon DIEX pour leur sacrifice :

A mes chers parents que dieu les garde et préserve.

A mes chers frères : Mhamed, Ismail, Hichem, Oussama que DIEU les garde pour moi et les comble de bonheur.

A ma très chère et unique sœur Roufida et ses filles que DIEU les garde pour moi et les comble de bonheur et réussie.

A toute la famille sans exception.

A mon binôme et mon amie Khaoula qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amie intimes : Zineb, Madina (que j'appelle un prompt rétablissement), Yasmine.

A tous mes collègues de Génie Civil.

ملخص

- هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابق تحت أرضي + طابق أرضي + سبعة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية المدية (قصر البخاري)المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل **(RPA99 version 2003).**

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الجدران الحاملة المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر **(CBA93, RPA99 version 2003).**

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج **.(SAP2000 version 20.2.0)**

- وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

- Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment (sous-sol + RDC + 7 étages), implanté dans la wilaya de **MEDEA (KSAR BOUKHARI),** cette région est classée comme zone sismique **IIa** selon le **(RPA99 version 2003).**

- La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

- Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur **(CBA93, RPA99 version 2003).**

- L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel **« SAP2000 version 20.2.0 »**.

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

Abstract

- This project is a study of a building (basement + ground floor + 7 floors), will be implanted in **MEDEA (KSAR BOUKHARI),** this region is classified as seismic zone **IIa** according to **(RPA99 version 2003).**

- The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of bracing constituted of bearing walls in reinforced concrete.

- The design and the calculation of reinforcement of all the resistant elements have been established in accordance with the Algerian regulations **(CBA93, RPA99 version 2003).**

- The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite elements' method using the software **"SAP2000 version 20.2.0"**.

- Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Présentation de l'ouvrage.....1
I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :.....2
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :.....2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :.....2
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :.....2
I.3. Classification du bâtiment selon RPA99 version 2003 :.....2
I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :.....2
I.4.1. Système de contreventement :.....2
I.4.2. Planchers :.....2
I.4.3.Maçonnerie :.....3
I.4.4. Les escaliers :.....3
I.4.5. Infrastructure :.....3
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :.....4
I.5.1. Le béton :.....4
I.5.2. Les aciers :.....4

CHAPITRE II :

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Pré dimensionnement des éléments structuraux. 5
II.1. INTRODUCTION :.....6
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :.....6
II.2.1. Planchers à corps creux :.....6
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :.....7
II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2][2] :.....8
II.4.1. Charges permanentes :.....8
II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :.....8
II.4.1.1.1. Plancher à corps creux :.....8
II.4.1.1.2. Plancher dalle pleine :.....8
II.4.1.2. Plancher étage courant :.....9
II.4.1.2.1. Plancher à corps creux :.....9
II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine :.....9
II.4.1.2. Maçonnerie :.....10
II.4.1.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) :.....10
II.4.1.2.2. Murs extérieurs (double cloison) :.....10
II.4.2. Charges d'exploitation :.....10
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :.....11
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :.....11
II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité :.....11
II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau :.....11

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante N du poteau : 11
II.5.1.4. Calcul de la capacité portante N : 12
II.5.1.5. Charges permanentes : 13
II.5.1.6. Charges d'exploitation : 14
II.5.1.7. L'effort normal ultime Nu : 15
II.5.1.8.1. RPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄ 15
II.5.1.8.2. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003 16
►► [Art 7.5.1] ◄◄ 16
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : 16

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE : 18
III.1.1. Principe de calcul : 18
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges : 18
III.1.3. Détermination des efforts : 18
III.1.4. Calcul de ferraillage : 19
- Armatures choisit : 19
- Espacement : 19
- Calcul des armatures de répartition : 19
- Espacement : 19

III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) : 19
III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 20
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX : 20
III.2.1. La dalle de compression : 20
III.2.2. Les poutrelles : 21
- Avant coulage : 22
  - Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage : 22
- Calcul des étaiements : 23
- Après coulage : 23

III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations : 23
III.2.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU : 23
III.2.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 : 25
III.2.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 25
III.2.2.2.5. Vérification des fléchés à l'ELS –CBA93 Art.B 6.5.3 : 25
III.3. LES ESCALIERS : 26
III.3.1. Dimensionnement : 26
Calcul d'épaisseur de la paillasse : 26
III.3.2. Evaluation des charges et surcharges : 27
a) Charges permanentes : 27

b) Charges d'exploitation :.....27
III.3.3. Détermination des sollicitations :.....27
III.3.3. Ferraillage :.....29
a) Armatures longitudinales :.....29
b) Armatures de répartition :.....29
III.3.4. Vérification des contraintes normale à l'ELS -CBA93 Art.A.4.5.3 :.....29
III.3.5. Vérification de l'effort tranchant :.....30
III.3.6. Vérification de la flèche :.....30
- Vérification de la flèche de l'escalier :.....30
- Donc il n'y a pas un risque de la flèche.....30
.....30
III.4. LA POUTRE PALIERE :.....31
III.4.1. Pré dimensionnement :.....31
III.4.2. Charges revenant à la poutre :.....31
Calcul des efforts :.....32
III.4.3. Calcul de ferraillage à l'ELU :.....32
III.4.6. Vérification de la flèche àl'ELS-CBA93 Art. 6.5.3 :.....33
III.5. LA DALLE PLEINE :.....33
III.5.1. Définition :.....33
III.5.3. Ferraillage :.....34
- Calcul des sollicitations à l'ELU :.....34
a) Armatures longitudinales :.....34
b) Armatures de répartition :.....35
III.5.4. Vérification à l'ELS :.....35
III.5.5. Vérification de l'effort tranchant :.....35
III.5.6. Vérification de la flèche :.....36
.....36
III.6. Dalle machine POUR LA cage d'ascensseur :.....36
III.6.1. Introduction.....36
III.6.2. Détermination de l'épaisseur.....36
III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation.....36
III.6.4. Ferraillage.....37

Chapitre IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :.....39
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure :.....39
IV.2.1. Centre de masse :.....39
IV.2.2. Centre de torsion :.....39
IV.2.2. 1.Calcul de la rigidité des éléments résistants :.....40
IV.2.2.1.1. Les poteaux :.....40
IV.2.2.1.2. Les refends pleins :.....40
IV.2.3.1. Excentricité statique (théorique) :.....41

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :.....41
IV.3. Modélisation de la structure :.....41
IV.3.1. Introduction :.....41
IV.3.2. Modélisation :.....42
IV.3.3. Analyse de notre structure :.....42
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1) :.....43
IV.3.3.2. Excentricité :.....44
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul :.....45
IV.3.4.1. Introduction :.....45
IV.3.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7) :.....45
IV.3.4.2.1. Principe de la méthode :.....45
IV.3.4.2.2. Modélisation :.....45
IV.3.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul :.....45
IV.3.5. Résultats de l'analyse dynamique :.....48
IV.3.5.1. Analyse modale :.....48
IV.3.5.1.1. Comportement modal :.....48
IV.3.5.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) :.....48
IV.3.5.2.1. Stabilité de la structure :.....50
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA99 v2003 Art.4.3.6) :.....50
- Vérification de la stabilité au renversement :.....52
- Vérification des déplacements inter-étage (RPA99 v2003 Art.4.4.3).....54
- Vérification de l'effet P-Δ.....55

IV.3.5.2.2. Résistance des éléments :.....56
a) Vérification de cisaillement des éléments :.....56
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :.....58

IV.4. Conclusion :.....59

Chapitre V

FERAILLAGES DES RLEMENTS STRUCTURENTS

V.1. Introduction :.....60
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :.....60
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :.....60
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....60
V.2.3. Vérification de la flèche (poutre principale et secondaire) :.....61
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :.....62
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :.....63
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :.....64
V.3.1. Armatures longitudinales :.....64
V.3.1.1. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :.....64
V.3.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....66

V.3.2. Armatures transversales :.....66
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :.....68
V.4.1. Ferraillage des trumeaux :.....68
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :.....68
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....69
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC :.....70
V.4.1.4. Armatures horizontales :.....70
V.4.1.5. Épingle :.....71
V.5. conclusion.....72

Chapitre VI

ETUDE DE INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION.....71
VI.2. Types de fondations.....71
VI.3. Caractéristiques du sol.....71
VI.4. Choix du type de fondations.....72
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau.....72
VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles :.....72
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :.....73
VI.4.2. Semelle filante (continue).....74
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles.....74
6.4.2.1. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :.....75
VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5.....76
VI.4.2.3. Calcul de Ferraillage :.....77
VI.4.2.3.1. Sous un voile :.....77
VI.4.2.3.2. Sous plusieurs poteaux.....78
a) Armatures principales.....78
b) Armature de repartitions.....78
VI.4.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux.....79
a) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:.....79
b) Calcul des armatures longitudinales.....80
c) Vérification des contraintes à l'ELS.....80
d) Armatures transversales.....80
e) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3.....81
VI.5. Calcul de voile de soutènement :.....82

VI.5.1. Calcul de la poussée des terres : 83
VI.5.2. Calcul de ferraillage 83
VI.5.3. Détermination des armatures longitudinale....84
VI.5.4. Vérifications nécessaires 84
VI.6. Ferraillage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003....85
VI.6.1. Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC : 86
VI.6.1.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3....86
VI.6.1.2. Calcul des armatures transversales....86
VI.7. Conclusion 87

Liste des Tableaux

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I. 1. Hypothèses de calcul béton. 4
Tableau I. 2. Les types d'aciers utilises et leurs nuances. 4
Tableau I. 3. Hypothèses de calcul acier. 5

CHAPITRE II :

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II. 1. Pré dimensionnement des poutres. 7
Tableau II. 2. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux. 8
Tableau II. 3. Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine. 8
Tableau II. 4. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. 9
Tableau II. 5. Charge due aux planchers à corps creux de niveau service et commerce. 9
Tableau II. 6. Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant. 9
Tableau II. 7. Charge permanente du mur intérieur. 10
Tableau II. 8. Charge permanente du mur extérieur. 10
Tableau II. 9. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau. 12
Tableau II. 10. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises. 13
Tableau II. 11. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises. 14
Tableau II. 12.Vérification de l'effort normal des poteaux. 14
Tableau II. 13.Vérification des sections selon le RPA99 version2003. 15
Tableau II. 14.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003. 15

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère. 18
Tableau III. 2. Les efforts exercés sur l'acrotère. 18
Tableau III. 3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. 22
Tableau III. 4. Calcul des moments. 22
Tableau III. 5. Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage. 23
Tableau III. 6. Calcul des sollicitations. 23
Tableau III. 7. Ferraillage à l'ELU. 24
Tableau III. 8. Vérification des contraintes à l'ELS. 24

Tableau III. 9. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 25
Tableau III. 10. Vérification des fléchés à l'ELS. 25
Tableau III. 11. Charge permanente de la paillasse. 27
Tableau III. 12. Charge permanente du palier de repos. 27
Tableau III. 13. Combinaisons des charges dans l'escalier. 28
Tableau III. 14. Les sollicitations dans l'escalier. 28
Tableau III. 15. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier. 29
Tableau III. 16. Vérification de la section d'armatures. 29
Tableau III. 17. Section d'armatures de répartition dans l'escalier. 29
Tableau III. 18. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS. 29
Tableau III. 19. Vérification des contraintes de cisaillement. 29
Tableau III. 20. Pré dimensionnement de la poutre palière. 30
Tableau III. 21. Sollicitations de la poutre palière. 32
Tableau III. 22. Vérification de la poutre palière à l'ELS 32
Tableau III. 23. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 32
Tableau III. 24. Combinaison des charges sur la dalle pleine. 34
Tableau III. 25. Section d'armatures longitudinales. 34
Tableau III. 26. Section d'armatures de répartition. 34
Tableau III. 27. Vérification de ferraillage a l'ELS. 35
Tableau III. 28.Vérification des contraintes de cisaillement. 35
Tableau III. 29.Vérification de la flèche. 36
Tableau III. 30. Les charges de la dalle machine. 36
Tableau III. 31. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine. 36
Tableau III. 32. Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine. 37
Tableau III. 33. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine. 37
Tableau III. 34. Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS. 37
Tableau III. 35. Vérification de l'effort tranchant de la dalle machine. 37

Chapitre IV

ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre de torsion 42
Tableau IV. 2. Excentricité suivant les deux directions. 43
Tableau IV. 3. Distribution des sollicitations suivant X. 45
Tableau IV. 4. Distribution des sollicitations suivant Y. 46

Tableau IV. 5. Facteur de qualité.....47
Tableau IV. 6. Comportement des trois premiers modes.....47
Tableau IV. 7. Comportement des trois premiers modes.....48
Tableau IV. 8. Les valeurs de la force sismique.....50
Tableau IV. 9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....50
Tableau IV. 10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement.....52
Tableau IV. 11.Vérification de la stabilité au renversement.....52
Tableau IV. 12. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....53
Tableau IV. 13. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....53
Tableau IV. 14. Vérification de l'effet P-Δ.....54
Tableau IV. 15. Vérification de cisaillement des poutres.....55
Tableau IV. 16. Vérification de cisaillement des voiles.....56
Tableau IV. 17. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrés.....56
Tableau IV. 18. Dimensions finales des éléments.....56

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Tableau V. 1. La section calculée d'armatures des poutres.....58
Tableau V. 2. La section choisie d'armatures des poutres.....58
Tableau V. 3. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.....59
Tableau V. 4. Vérification de section d'armatures.....59
Tableau V. 5. Vérification de la flèche des poutres principales.....59
Tableau V. 6. Vérification de la flèche des poutres secondaire.....60
Tableau V. 7. La section d'armatures transversales.....60
Tableau V. 8. Vérification des contraintes de cisaillement.....61
Tableau V. 9. La section d'armatures des poteaux.....63
Tableau V. 10. Vérification des contraintes à l'ELS.....64
Tableau V. 11. La section d'armatures transversales des poteaux.....65
Tableau V. 12. Ferraillages verticaux des voiles pleins, d'épaisseur 20cm.....67
Tableau V. 13. La section choisie d'armatures verticales des voiles.....67
Tableau V. 14. Vérification des contraintes à l'ELS.....68
Tableau V. 15. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.....68
Tableau V. 16. Détermination des armatures horizontale.....69

Chapitre IV

ETUDE DYNAMIQUE

Tableau VI. 1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....71
Tableau VI. 2. Dimensionnement et vérification des contraintes sous semelles filantes à l'ELS. 75
Tableau VI. 3.Vérification de la stabilité au renversement. 74
Tableau VI. 4.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 76
Tableau VI. 5. Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 76
Tableau VI. 6.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 76
Tableau VI. 7. Ferraillages des armatures principales de la semelle. 76
Tableau VI. 8. Ferraillages des armatures de répartitions de la semelle. 79
Tableau VI. 9. Dimensionnement de la poutre de libage. 79
Tableau VI. 10. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.....80
Tableau VI. 11. Détermination des armatures longitudinales de la poutre de libage. 80
Tableau VI. 12. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. ..80
Tableau VI. 13. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 81
Tableau VI. 14. Les moments des voiles périphériques à l'ELU. 83
Tableau VI. 15. Les moments des voiles périphériques à l'ELS. 84
Tableau VI. 16.Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU. 84
Tableau VI. 17. Vérifications de non fragilité. 84
Tableau VI. 18. Vérification de l'espacement. 84
Tableau VI. 19. Vérifications des contraintes à l'ELS. 85
Tableau VI. 20. Vérification de l'effort tranchant. 85
Tableau VI. 21. Ferraillage longitudinal des longrines. 86
Tableau VI. 22. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines. 86
Tableau VI. 23. Calcul des armatures transversales des longrines……..86

Liste des figures

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.2. Mur simple cloison.....3

Figure I.1.Mur double cloison.....3

CHAPITRE II :
PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II. 1. Plancher corps creux (16+4).....6

Figure II. 2.coupe de dalle en plancher corps creux. 7

Figure II. 3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 11

Figure II. 4. La section réduite de poteau 12

Figure II. 5. Dimensions à respecter par les poutres. 16

Figure II. 6. Vue en plan et vue en 3D du voile.....17

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III. 1. Schéma statique de l'acrotère. 18

Figure III. 2. Section de béton armé dans l'acrotère. 19

Figure III. 3. Ferraillage de l'acrotère. 20

Figure III. 4. Disposition des armatures de la dalle de compression. 21

Figure III. 5. Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle 24

Figure III. 6. Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle. 24

Figure III. 7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle. 25

Figure III. 8. Ferraillage des poutrelles. 26

Figure III. 9. Schéma statique d'une volée d'escalier. 26

Figure III. 10. Chargement dans l'escalier.....28

Figure III. 11. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU. 28

Figure III. 12. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU. 28

Figure III. 13. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS. 29

Figure III. 14. Schémas statiques de la poutre palière. 31

Figure III. 15. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU. 31

Figure III. 16. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU. 32

Figure III. 17. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS. 32

Figure III. 18. Ferraillage de la poutre palière. 33

Figure III. 19. Schéma statique de la dalle pleine.....33
Figure III. 20. Diagramme des moments de la dalle pleine à l'ELU.....34
Figure III. 21. Diagramme des moments de la dalle pleine à l'ELS. 35
Figure III. 22. Diagramme des efforts tranchants de la dalle pleine à l'ELU.....35

Chapitre IV
ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV. 1. Disposition des voiles (vue en plan).....43
Figure IV. 2. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage…….52
Figure IV.3. Moment de renversement……..52

CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Figure V. 1. Disposition des armatures pour les poutres.....63
Figure V. 2. Dessin de ferraillage des poutres principales. 63
Figure V. 3. Dessin de ferraillage des poutres secondaires. 64
Figure V. 4. Disposition des armatures pour le poteau.....67
Figure V. 5. Détails de Ferraillage de voile plein…….72

CHAPITRE VI
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1.Les bulles de pression sous la semelle.....75
Figure VI.2.chevauchement des bulles de pression sous la semelle. 76
Figure VI.3. Les dimensions finales des semelles filantes. 79
Figure VI.4 . Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.....83
Figure VI.5. Le ferraillage des semelles filantes sous voile. 84
Figure VI.6. Ferraillage de poutre de libage. 84
Figure VI.7. Schéma statique du voile périphérique.....85
Figure VI.8.Détaille de ferraillage de voile périphérique. 88
Figure VI.9. Ferraillage de la longrine. ……89

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

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.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

R_a : réaction à gauche.

R_b: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.

NOTATION

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.)

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

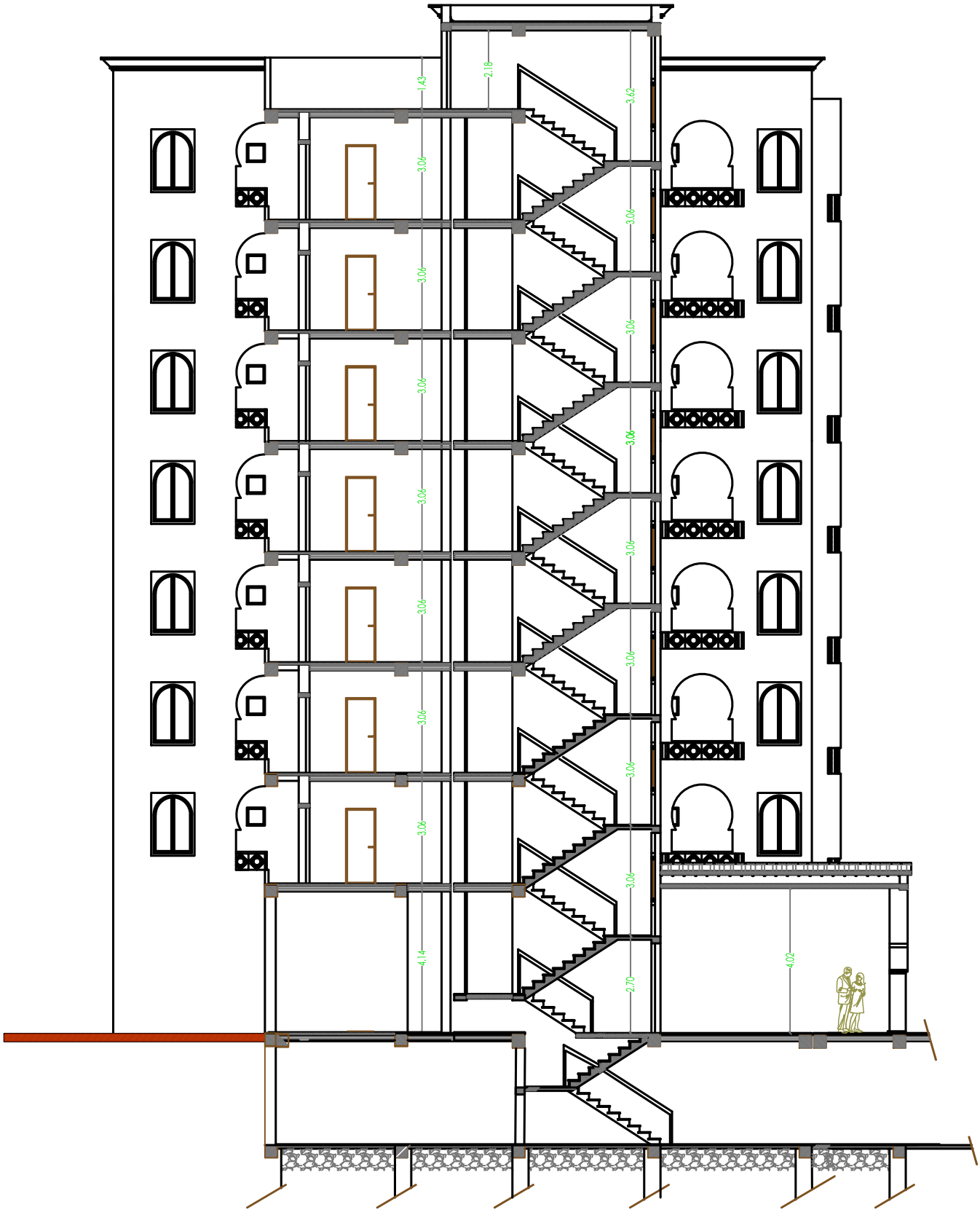
σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

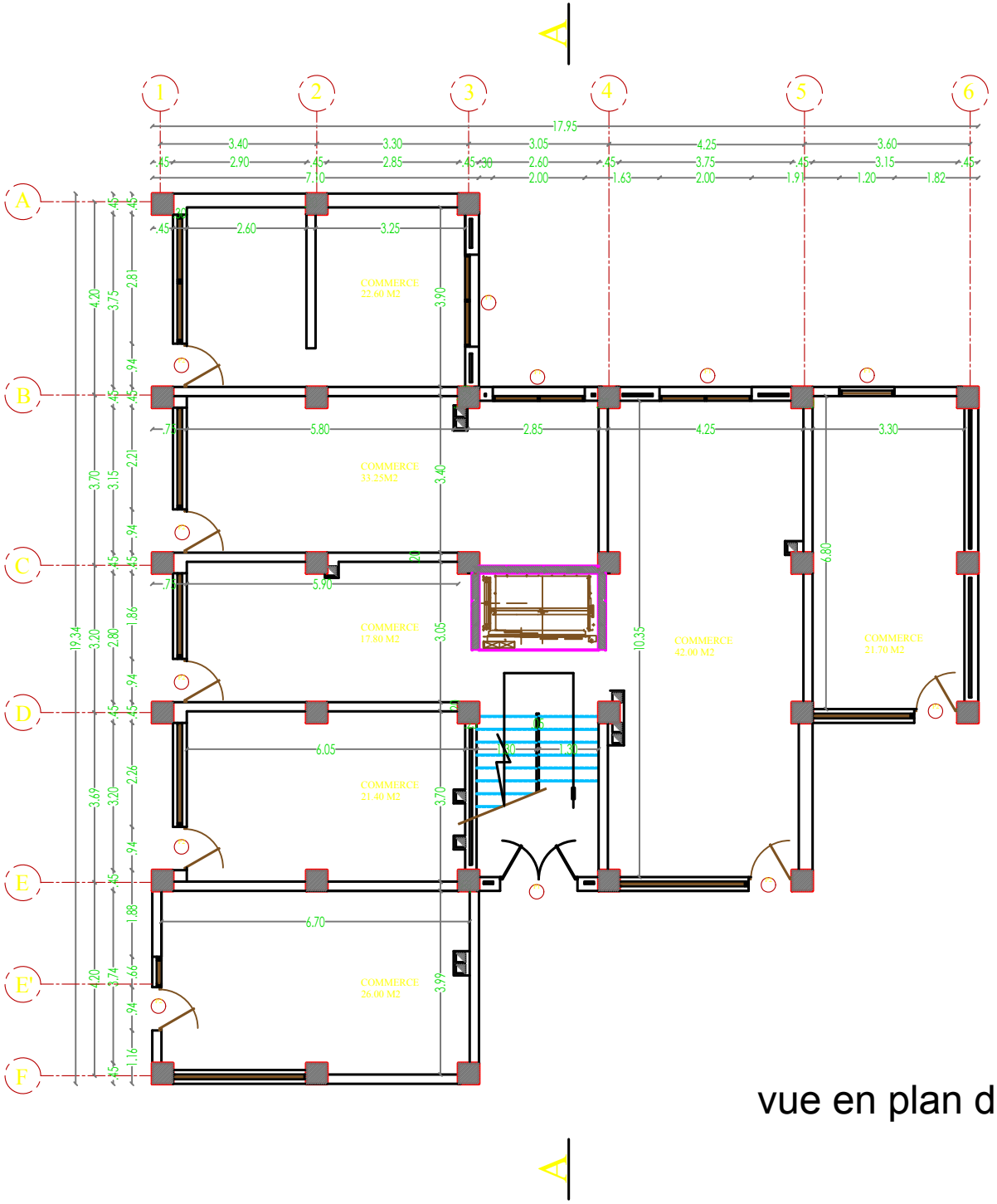
δ: Déplacement d'un niveau.



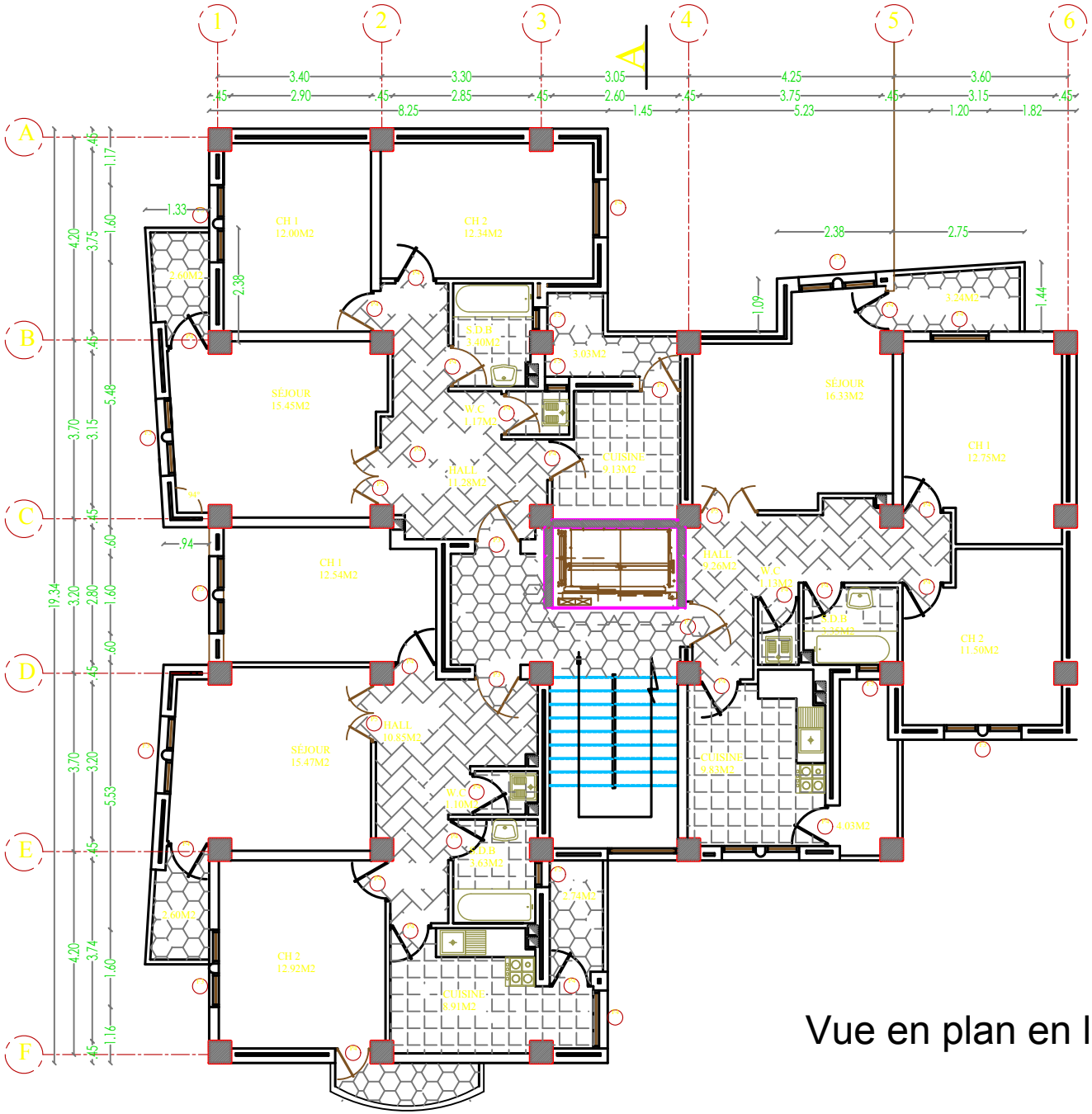
La façade



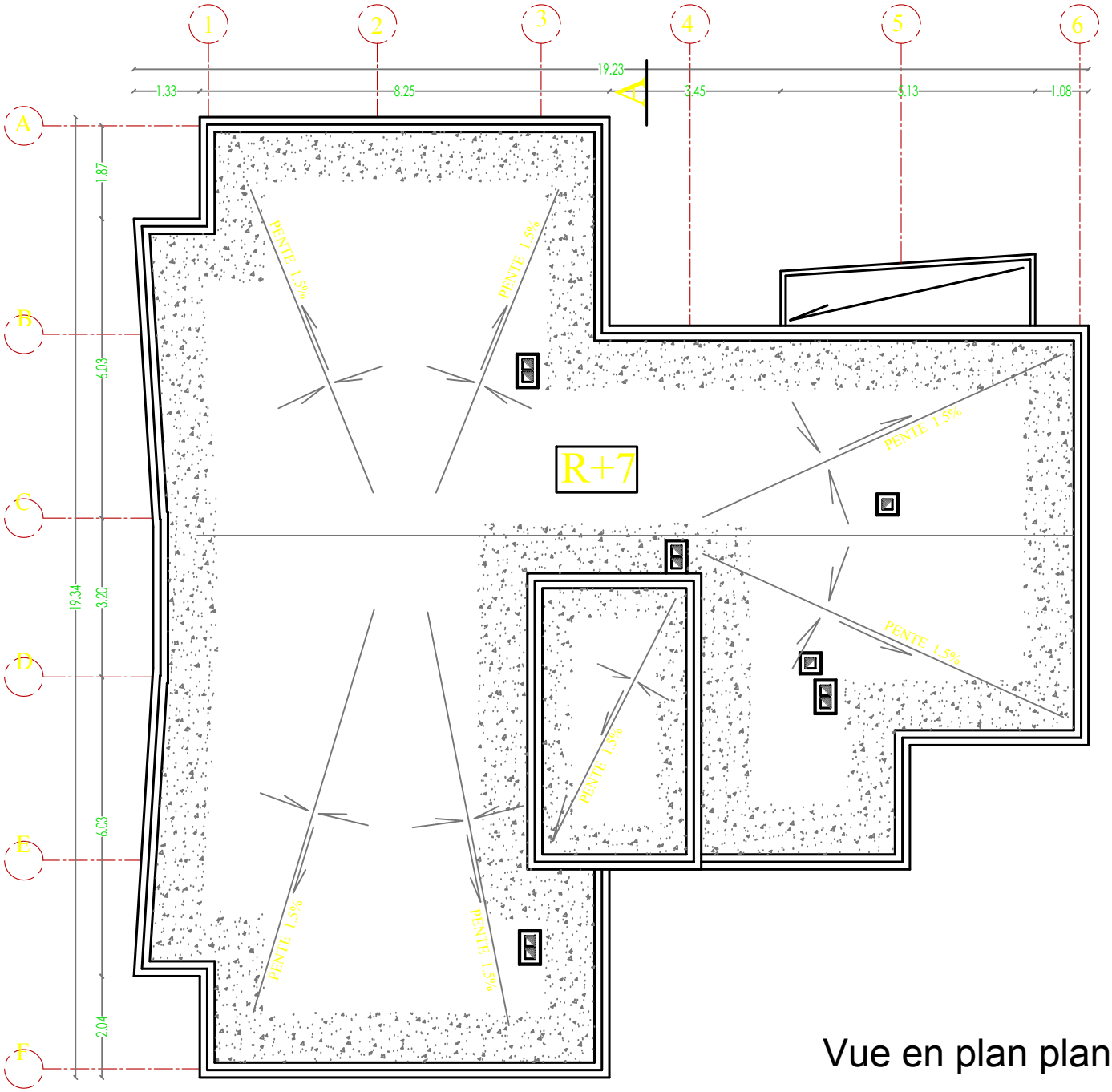
La coupe A-A



vue en plan de RDC



Vue en plan en ls étage courant



Vue en plan plancher terrasse

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

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

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

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine, dalle machine) ;
4) Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP2000 version 20.0.2) ;
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l’ouvrage.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé comporte en **sous-sol + RDC + 7 étages** avec terrasse inaccessible à usage multiple (dépôt, commerces, habitation) qui sera implanté à Médéa (Ksar Boukhari), c'est une zone de moyen sismicité (zone IIa) selon la classification du Règlement Parasismique algérien RPA99version 2003[1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conceptionet de calcul des structures en béton armé CBA 93[2], ainsi qu'au RPA99[1].

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 17.60 m
- Largeur totale du bâtiment : 19.00 m

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du sous-sol : 3.06 m
- Hauteur du RDC : 4.02 m
- Hauteur d'étage habitation : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 28.5 m

I.3. CLASSIFICATION DU BATIMENT SELON RPA99 VERSION 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, il appartient au groupe d'usage 2.

Le sol est considéré comme un site ferme (S2).

I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.4.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte neufs niveaux qui font une hauteur de 28.56m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone IIa en 14m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles donc on a besoin des voiles.►►Art 3.4 RPA99 v2003◄◄

I.4.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

• planchers à corps creux.

• planchers à dalle pleine.

I.4.3.Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs(en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cmd'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.

• Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

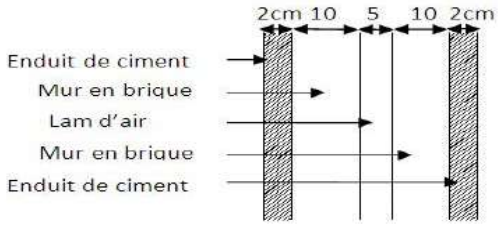


Figure I. 2. Mur double cloison.

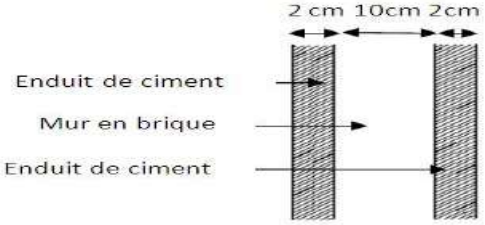


Figure I. 1. Mur double cloison.

I.4.4. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.4.5. 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 donné par le laboratoire.

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

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.5.1. Le béton :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Tableau I. 1. Hypothèses de calcul béton.

La masse volumique de béton		ρ = 2.5 t/m3	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours		fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction		ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Module de déformation transversal (Module de cisaillement)		$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	
Coefficient de dilatation		***θ=1x10-5***	[ARTA.3.1.3.3.CBA93]
Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson (υ)	***ELU***	0	[ART A.2.1.2 CBA93]
	ELS	0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Contrainte de cisaillement (τ_u)	***Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable***	2.50 MPA	
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPA	
Contrainte en compression (σ_{bc})	***Situation durable***	14.20 MPA	
	Situation accidentelle	18.50PA	

I.5.2. Les aciers :

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

Les aciers utilises sont résumes dans le tableau suivant.

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e(MPA)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE220	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute Adhérence	Armatures longitudinales	F_eE220	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	F_eE220	Ø6	520

.

Tableau I. 3. Hypothèses de calcul acier.

La masse volumique de l'acier				ρ = 7.85 t/m3
Module d'élasticité longitudinale (E_s)				200000mA
Contraintes limites (σ_s)	**ELU**	***Situation durable*** σ_s		348 MPA
		Situation accidentelle σ_s		400 MPA
	ELS	***Fissuration préjudiciable***	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	201.63 MPA
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	159.40MPA
		Fissuration très préjudiciable	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	165 MPA
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	130.42 MPA
		Fissuration peu nuisible		Aucune vérification à faire

II.1. INTRODUCTION :

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

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

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

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

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{\mathrm{L}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5}$$

h_t: L'épaisseur du plancher ;
L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à l'entre axe).
Pour notre projet : L=425cm

$$\frac{425}{25} \leq h_t \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 17 \text{ cm} \leq h_t \leq 21.5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{425}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 18.88 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 20 cm
$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 16+4$ cm.
Avec : d : l'épaisseur du corps creux.
e : l'épaisseur de la dalle de compression.

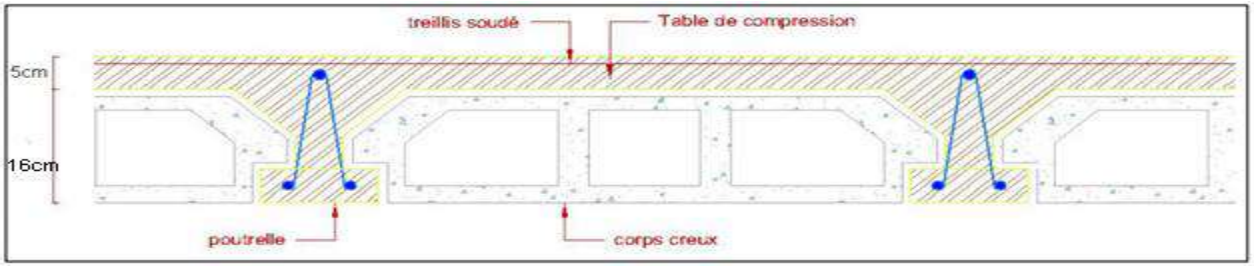


Figure II. 1. Plancher corps creux (16+4).

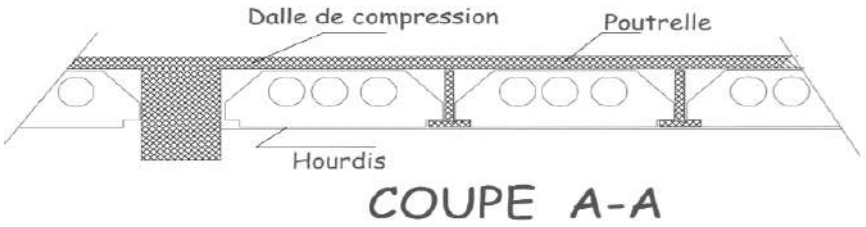


Figure II. 2.coupe de dalle en plancher corps creux.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

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

la flèche.

$$0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre l'axe d'appuis,

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II. 1. Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	*Poutres secondaires*
Conditions de Résistance	L= 420 cm ⇒ 28cm ≤ h ≤ 42cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 10.8cm ≤ b ≤ 14.4cm On adopte : **b=30cm**	L= 425 cm ⇒ 28.33cm ≤ h ≤ 42.5cm On adopte : **h=30cm** ⇒ 9.45cm ≤ b ≤ 12.6cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

- **Conclusion :**
  - Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40\ cm^2$.
  - Pour les poutres secondaires, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 30\ cm^2$.

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2][2] :

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

II.4.1.1.1. Plancher à corps creux :

Tableau II. 2. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Référence*
1	***Gravillon roulé 8/15***	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	***Etanchéité multicouche***	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	***Papier Kraft***	/	/	0.05	/
4	***Forme de pente***	0.15	22	2.22	DTR BC.2.2 Art
5	***Film polyane***	/	/	0.01	/
6	***Plaque de liège***	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art
7	***Pare vapeur***	0.01	6	0 .06	/
8	***Plancher corps creux (16+5)***	0.21	/	3.05	DTR BC.2.2 Art C.3
9	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**6.40**	

II.4.1.1.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II. 3. Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Référence*
1	***Gravillon roulé 8/15***	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	***Etanchéité multicouche***	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	***Papier Kraft***	/	/	0.05	/
4	***Forme de pente***	0.11	22	2.42	DTR BC.2.2 Art
5	***Film polyane***	/	/	0.01	/
6	***Plaque de liège***	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art
7	***Pare vapeur***	0.01	6	0 .06	/
8	***Dalle pleine***	0.15	25	3.75	
9	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**7.57**	

II.4.1.2. Plancher étage courant :

II.4.1.2.1. Plancher à corps creux :

Tableau II. 4. Charge due aux planchers à corps creux .

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI
4	Plancher corps creux (16+4)	0.21	/	3.05	Art C.3
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				G =5.96	

II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II. 5. Charge due aux planchers à dalle plein.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	Art C.3
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75	
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				G =6.91	

II.4.1.2. Maçonnerie :

II.4.1.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.6. Charge permanente du mur intérieur.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
2	***Brique creuse***	0.10	9	0.90	Art C.1
3	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**G =1.62**	

II.4.1.2.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II. 7. Charge permanente du mur extérieur.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	Art C.1
3	***Lame d'air***	0.05	/	/	/
4	***Brique creuse***	0.10	90	0.90	Art C.1
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**G =2.52**	

II.4.2. Charges d'exploitation :

- **Terrasse inaccessible** : Q=1kN/m².[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2] [2]
- **Habitation** : Q=1.5 kN/m² . [Art7.1 DTR.B.C.2.2] [2]
- **Commerce** : Q=5kN/m²
- **Loggia** : Q=3.5 kN/m²

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, On dimensionne la section du béton des poteaux à la compression simple, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Cette charge doit être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne : ($N_u{}^*$=1.1Nu). Selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1].

II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité :

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

II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S_{totale} = (1.975 + 0.30 + 1.65) * (1.7 + 0.30 + 1.45) \Rightarrow S_{totale} = 13.54\ m^2$$

$$S_{plancher} = (1.975 + 1.65) * (1.7 + 1.45) \Rightarrow S_{plancher} = 11.42\ m^2$$

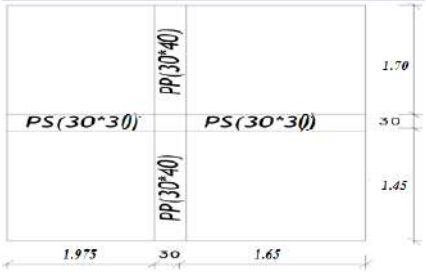
S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

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

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante

Figure II. 3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.



$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$ ►►CBA93 ArtB.8.4.1◄◄

$\bar{N}$: Effort normal admissible à l'ELU.

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

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

Br = (b-2cm) *(h-2cm).

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si \ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \ \ 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \lambda = \dfrac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0 \end{cases}$$

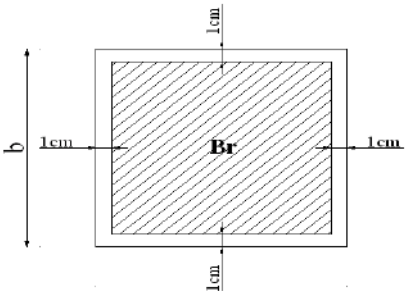


Figure II.4. La section réduite du poteau.

λ : l'élancement mécanique ;

i : rayon de giration ;

l_0 : Longueur du poteau ;

l_f: Longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.06m pour tous les étages. Sauf RDC, l_0=4.02m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12}$$

$$i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.5.1.4. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II. 8. Capacité portante N¯pour chaque section de poteau.

Niveau	Démontions (mm)	B_r(mm²)	L_f (m)	i (m)	λ	A	A(cm^2)	$\bar{N}_u$
7^{éme}	300x300	78400	2.142	0.101	24.73	0.772	90	1144.96
6^{éme}	300x300	78400	2.142	0.101	24.73	0.772	90	1144.96
5^{éme}	300x300	78400	2.142	0.101	24.73	0.772	90	1144.96
4^{éme}	350x350	108900	2.142	0.115	21.20	0.792	122.5	1641.829
3^{éme}	350x350	108900	2.142	0.115	21.20	0.792	122.5	1641.829
2^{éme}	350x350	108900	2.142	0.115	21.20	0.792	122.5	1641.829
1er	400x400	144400	2.142	0.130	18.55	0.805	160	2197.429
RDC	400x400	144400	2.814	0.130	18.55	0.805	160	2112.808
Sous-sol	400x400	144400	2.142	0.130	24.36	0.774	160	2112.808

On prendre pour les poteaux les pré dimension, pour des raisons de calcul (zone II_a, bâtiment en 9 niveaux). Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 versions 2003 [Art 7.4.1],

II.5.1.5. Charges permanentes :

$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$

Avec :

$G_{plancher}$= *la charge permanente du plancher* *$S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II. 9. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
7éme	73.088	9.45	8.16	6.885	97.583	97.583
6éme	68.063	9.45	8.16	6.885	92.558	190.141
5éme	68.063	9.45	8.16	6.885	92.558	282.699
4éme	68.063	9.45	8.16	9.371	95.044	377.741
3éme	68.063	9.45	8.16	9.371	95.044	472.787
2éme	68.063	9.45	8.16	9.371	95.044	567.831
1ier	68.063	9.45	8.16	12.24	97.913	665.744
RDC	68.063	9.45	8.16	16.08	101.753	767.497
sous-sole	68.063	9.45	8.16	12.24	97.913	865.41

II.5.1.6. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$, =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

Q_7 = 5 kN/m² (étage à usage commerce).

Q_8 = 3.5 kN/m² (à usage dépôt).

7émé étage : Q_0

6émé étage : $Q_0 + Q_1$

5émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

4émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

3émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

2ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

1ier étage : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

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

Sous-sol : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II. 10. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Niveau	*Q (kN)*	*3+n/2n*	$Q_{cumulée}(kN)$
7éme	13.54	/	13.54
6éme	20.31	1	33.85
5éme	20.31	0.95	52.12
4éme	20.31	0.90	68.37
3éme	20.31	0.85	82.59
2éme	20.31	0.80	94.78
1^{ier}	20.31	0.75	104.93
RDC	20.31	0.714	114.48
Sous- sole	97.7	0.688	158.35

II.5.1.7. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II. 11.Vérification de l'effort normal des poteaux.

Niveau	*B(mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	*N_u (kN)*	*Nu* 1.1(kN)*	*$\overline{N}$ (kN)*	*Nu* ≤ $\overline{N}$*
7éme	300x300	97.583	13.540	152.047	167.250	1144.990	Vérifiée
6éme	300x300	190.141	33.850	307.46	338.210	1144.990	Vérifiée
5éme	300x300	282.699	52.120	459.88	505.806	1144.990	Vérifiée
4éme	350x350	377.741	68.370	612.505	673.755	1641.829	Vérifiée
3éme	350x350	472.787	82.590	762.147	838.362	1641.829	Vérifiée
2éme	350x350	567.831	94.780	908.741	999.616	1641.829	Vérifiée
1^{ier}	400x400	655.744	104.930	1026.909	1129.600	2197.429	Vérifiée
RDC	400x400	767.497	114.480	1207.840	1328.625	2197.429	Vérifiée
Sous- sole	400x400	865.41	158.35	1350.54	1485.594	2112.808	Vérifiée

II.5.1.8. Vérification selon RPA99 version 2003 :

II.5.1.8.1. RPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄

Tableau II. 12.Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Niveau	*Condition à vérifier*	*Application de condition*	*Vérification*
7éme, 6éme, 5éme	*Zone* II_a *Min (b, h)* $\geq$ *30 cm* *Min (b, h)* $\geq h_e$ */20* *0.25* $\leq$ *(b/h)* $\leq$ *4*	Min (30, 30) $\geq$ *30 cm* h_e /20 = (306-40) /20 = 13.3cm 0.25 $\leq$ (b/h) =1 $\leq$ 4	Condition vérifiée
4éme, 3éme, 2éme	*Zone* II_a *Min (b, h)* $\geq$ *30 cm* *Min (b, h)* $\geq h_e$ */20* *0.25* $\leq$ *(b/h)* $\leq$ *4*	Min (35, 35) $\geq$ *30 cm* h_e /20 = (306-40) /20 = 13.3 cm 0.25 $\leq$ (b/h) =1 $\leq$ 4	Condition vérifiée
1^{ier,} RDC, Sous–sole	*Zone* II_a *Min (b, h)* $\geq$ *30 cm* *Min (b, h)* $\geq h_e$ */20* *0.25* $\leq$ *(b/h)* $\leq$ *4*	Min (40, 40) $\geq$ *30 cm* h_e /20 = (402-0.40) /20 = 20.08 cm 0.25 $\leq$ (b/h) =1 $\leq$ 4	Condition vérifiée

II.5.1.8.2. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II. 13.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Niveau	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	$b_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
7émé, 6éme, 5éme.	75	30	30	Condition vérifiée	2.5	15	Condition vérifiée
4éme, 3éme, 2éme	87.5	35	35	Condition vérifiée	5	17.5	Condition vérifiée
1$^{ier.}$RDC, Sous sole.	100	40	40	Condition vérifiée	7.5	20	Condition vérifiée

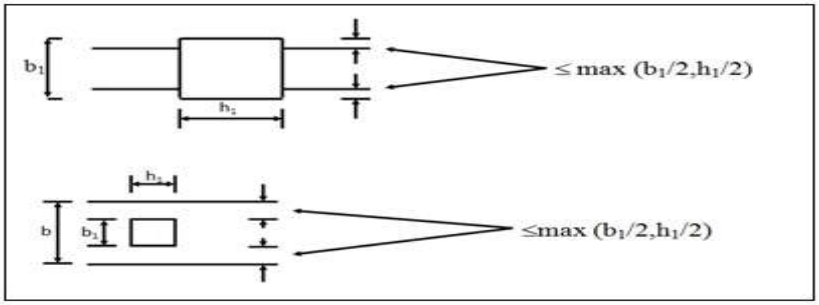


Figure II. 5. Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion :**

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

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi que la majorité des charges horizontales.

Selon le RPA 99 ver 2003, ►►Art 7.7.1◄◄

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

L≥4 a

Avec :

l : portée min des voiles.

e : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité

Aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

he= 3.06 - 0.30 = 2.76 m.

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}\right]$$

$$a \geq Max[15cm, 12.546cm, 11.04cm]$$

On prendre pour les voiles l'épaisseur a = 20 cm

Pour des raisons de calcul (zoneII_a , bâtiment en 9 niveaux).

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement :

$L_{min} = 320\text{cm} \geq 4\,a$ ……Condition vérifiée

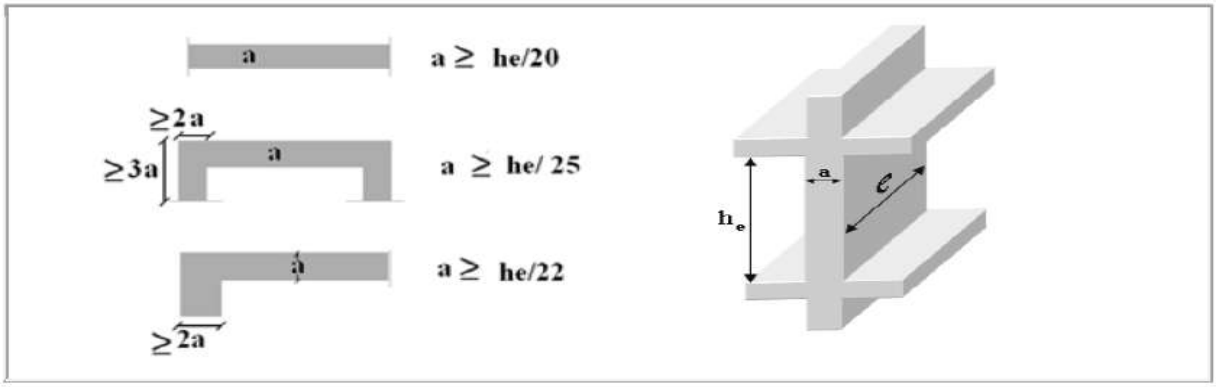


Figure II. 6. Vue en plan et vue en 3D du voile.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires.

III.1. L'ACROTERE :

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

III.1.1. Principe de calcul :

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

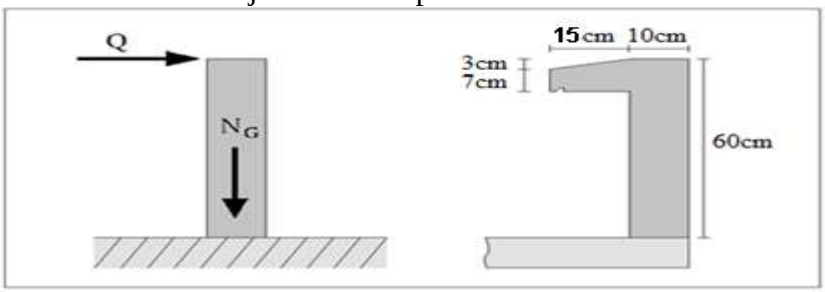


Figure III. 1. Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

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

Charges permanentes	G=1.875 kN/ml	Réf : DTR B.C 2.2-Art.lll.1
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml	Réf: DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

III.1.3. Détermination des efforts :

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

	ELU	*ELS*
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ kN	$N_u = G = 1.875$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.60$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

III.1.4. Calcul de ferraillage :

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

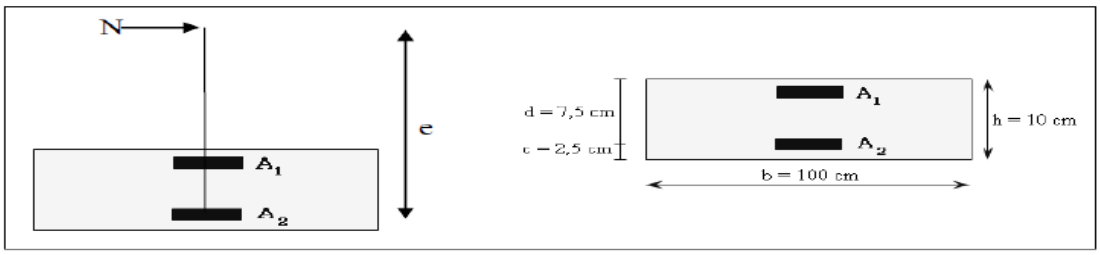


Figure III. 2. Section de béton armé dans l'acrotère.

$$A_{s1} = 4.4\ cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.4\ cm^2$$

- **Armatures choisit :**

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7*1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = \text{Min}[\,3h\ ;\ 33cm\,] = 30cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

- **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

- **Espacement :**

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4*0.8)}{3} = 17\ cm\ \leq S_{min} = \text{Min}[\,4h\ ;\ 45cm\,] = 40cm \quad \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte : $S_{rép} = 15\ cm.$

III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\ MPa$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{badm} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$ Réf : CBA 93-Art.A.4.5.3.3

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \eta.110\sqrt{f_{tj}}\right] = Min[255.05\ MPa; 266.66\ MPa]$$ Réf: CBA 93-Art.A.4.5.3.3

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.3\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$
$$\sigma_s = 2.6\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$
$$\sigma'_s = 2.2\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

On doit vérifier cette condition :$\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = MIn[\,2.5MPa\,; 4MPa] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5MPa$ Réf: CBA 93-Art.A.3.2.2

$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5*10^3}{1000*(0.9*100)} = 0.016MPa$ Réf: CBA 93-Art.A.5.1.1

$$\tau = 0.016\ MPa \leq \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

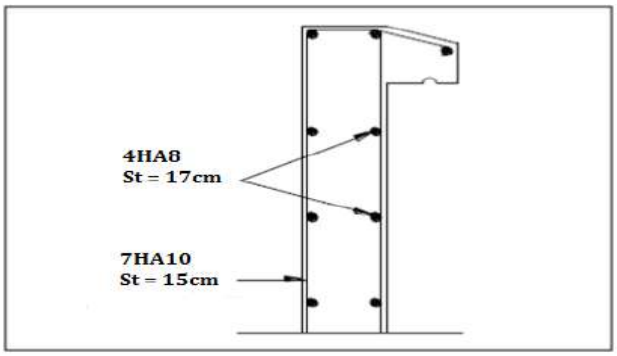


Figure III. 3. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

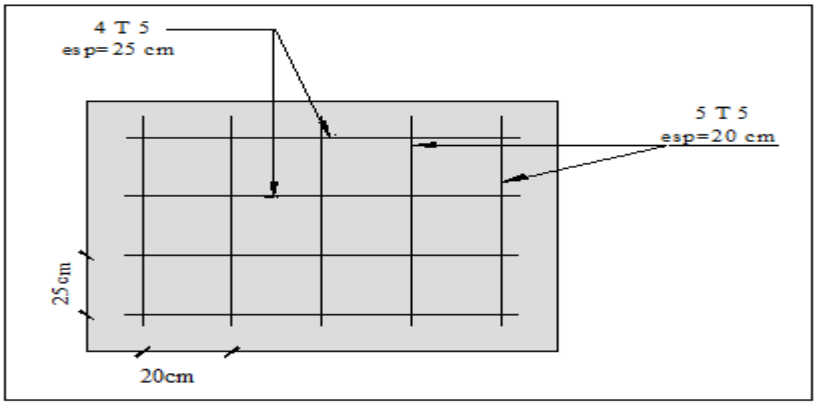


Figure III. 4. Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage
- Après coulage

➢ **Avant coulage :**

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

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

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$:on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

- **Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :**

Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau III. 3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q	G (KN/ml)	
4.25	2.125	**Poids de poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0,12×0,04×25 =	0,65×1 = 0,60
		0,72	

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = Max\ [1KN, 0.5L\ KN/m]$$

***calcul des moments :**

Pour les étages :

Tableau III. 4. Calcul des moments.

M_G (KN. m)	M_Q(KN. m)	M_U(KN. m)
$\frac{GL^2}{8} = 1.738\ KN.m$	$\frac{QL}{4} = 2.257\ KN.m$	$1{,}35M_G+1{,}5M_Q=5.731KN.m$

b = 0.12m ; d = 30 cm ; σ_b = 14.2 MPa ;γ_b= 1.5 MPa ; fc28 =25MPa

✓ $\mu = 3.65 > \mu_l = 0.392$ (condition non vérifié) => $A' \neq 0$

✓ Donc il est nécessaire de calcule des étaiements.

➢ **Calcul des étaiements :**

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation (Tableau.III.1)

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I} \quad et \quad f_Q = \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III. 5. Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Nombre d'étais	$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$E\ (MPa)$	$I\ (m^4)$	$f\ (cm)$	$\bar{f}\ (cm)$	$f \leq \bar{f}$
0	4,25	0,72	2,125	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	313,679	8,5	Non
1	2,12	0,72	1,238	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	21,304	4,25	Non
2	1,41	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	4.712	2.833	Non
3	1,06	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	1.794	2.125	CV

✓ **Résultats :** 4 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

➢ **Après coulage :**

La poutrelle travaille comme une poutre continue partiellement encastrée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de Compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations :

Tableau III. 6. Calcul des sollicitations.

Plancher	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$P_u\ (kN/m)$	$P_{ser}\ (kN/m)$
Terrasse	3.84	0,60	6.08	4.44
Courant	3.57	0,9	6.16	4.47
Commerce	4.17	3	10.12	7.17

III.2.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU :

Combinaison :1.35G+1.50Q

Les poutrelles (4travées) donnent des sollicitations maximales :

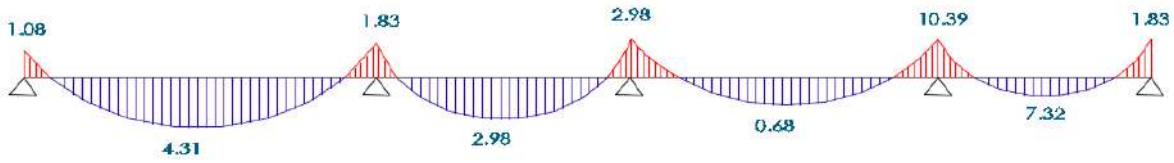


Figure III. 5. Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle.

Tableau III. 7. Ferraillage à l'ELU.

Travée/longueur	$M_{t\,max}\ (kN.m)$			$M_{a\,max}\ (kN.m)$			
4.25	7.32			- 10.39			
Section calculée (cm^2)				*Section choisie* (cm^2)			
A_{s1}	A_{s2}	$A_{s1}{}'$	$A_{s2}{}'$	A_{s1ch}	A_{s2ch}	$A_{s1ch}{}'$	$A_{s2ch}{}'$
	0	0	2.2	2HA10=1.57	1HA10=0.79	2HA10=1.57	1HA10+2chHA12 =3.05

III.2.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

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

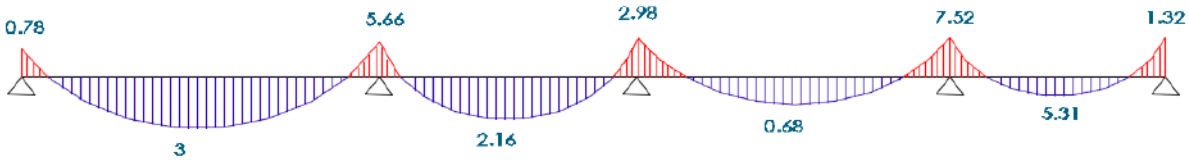


Figure III. 6. Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle.

Tableau III. 8. Vérification des contraintes à l'ELS.

Travée/longueur	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification* $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
4.25	5.31	-7.52	3.1	12.5	15	oui

✓ Alors la condition $\sigma_b \leq \sigma_{badm}$ est vérifiée.

III.2.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

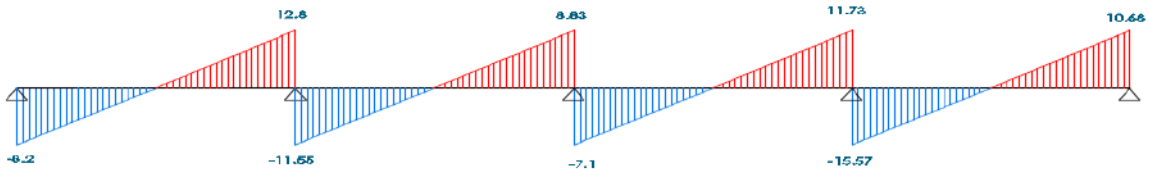


Figure III. 7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle.

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

$b\ (cm)$	$h\ (cm)$	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*
8	20	15.57	1.08	3.33	Oui

✓ Donc il n'y a aucun risque de cisaillement.

III.2.2.2.5. Vérification des fléchés à l'ELS –CBA93 Art.B 6.5.3 :

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } \quad L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{ si } \quad L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III. 10. Vérification des fléchés à l'ELS.

b	h	L	Mag	Mt	Mad	As1	As2	f	fadm	Verification Oui/Non
8	20	4.25	-7.52	5.31	-1.32	1.57	0.79	4.8	8.6	**OUI**

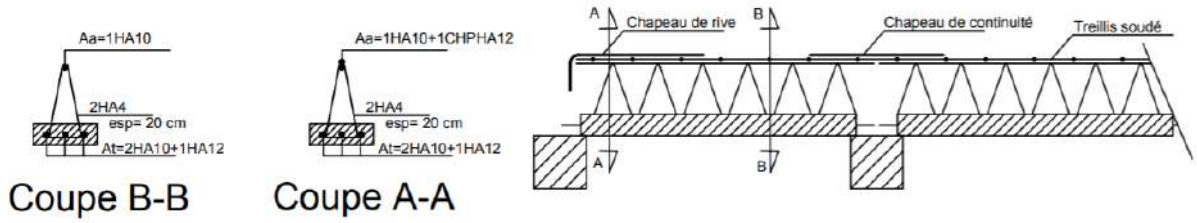


Figure III. 8. Ferraillage des poutrelles.

III.3. LES ESCALIERS :

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

III.3.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

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

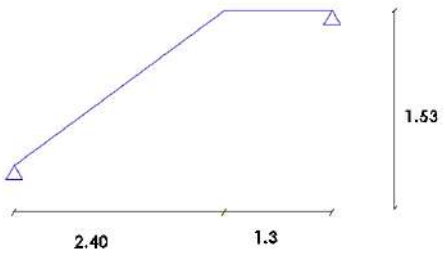


Figure III. 9. Schéma statique d'une volée d'escalier.

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

tgα=h/g=153/370=>α=29.54

$$L = \frac{240}{cos29.54} + 130 \Rightarrow \quad L = 4.05m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 11.57cm \leq e \leq 13.5cm$$

On prendra : e=15cm

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Tableau III. 10. Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4.31	Art. B
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				8.13	

Tableau III. 11. Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75	Art. B
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				5.45	

b) Charges d'exploitation :

- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2.5\ kN/m2$ Réf :DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

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

III.3.3. Détermination des sollicitations :

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

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

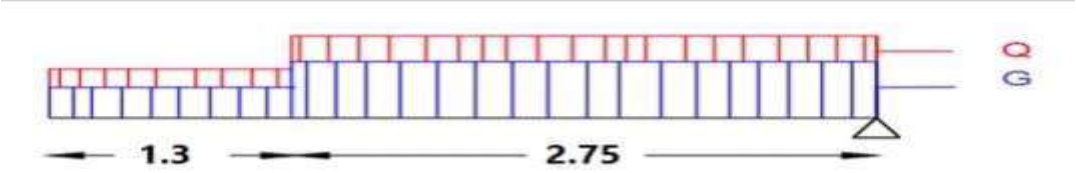


Figure III. 10. Chargement dans l'escalier.

Tableau III. 12. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.14	2.5	14.73	10.63
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

Tableau III. 13. Les sollicitations dans l'escalier.

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	17.45	11.5	23
ELS	12.52	8.24	/

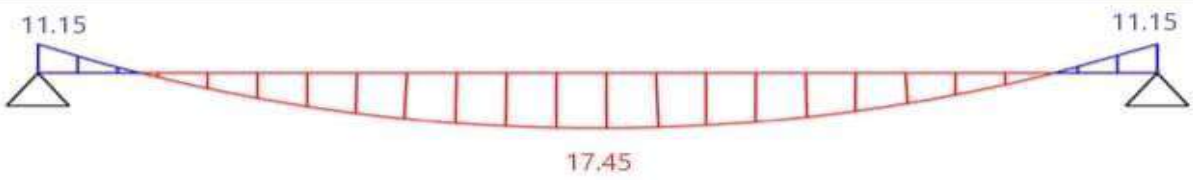


Figure III. 11. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.



Figure III. 12. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU.

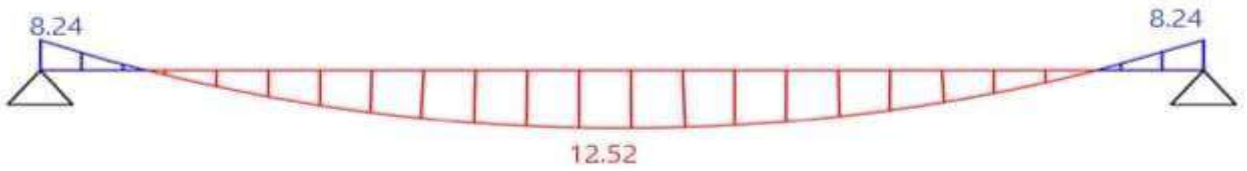


Figure III. 13. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

III.3.3. Ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

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

Tableau III. 14. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/
Travée	17.45	4.2	3.8	7HA12=7.92	7HA12=7.92	15
Appuis	-11.5	0	2.7	7HA12=7.92	7HA12=7.92	15

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$, Avec : $B = 1.5m$.

Tableau III. 15. Vérification de la section d'armatures.

/	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \geq A_{min}$
Travée	7.92	1.5	OUI
Appuis	7.92	1.5	OUI

b) Armatures de répartition :

Tableau III. 16. Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

/	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$
En travée	1.98	5HA8=2.51	20
En appuis	1.98	5HA8=2.51	20

III.3.4. Vérification des contraintes normale à l'ELS -CBA93 Art.A.4.5.3 :

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

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

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

Tableau III. 17. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A(cm²)	Mser (kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	7.92	12.52	5.2	15	OUI
En appuis	7.92	-8.24	3.4	15	OUI

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III. 18. Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	23	0.181	1.16	OUI

III.3.6. Vérification de la flèche :

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

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } \quad L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{ si } \quad L \leq 5m \end{cases}$$

- **Vérification de la flèche de l'escalier :**

f_t (mm)	f_{badm}(mm)
3.7	8.1

✓ Donc il n'y a pas un risque de la flèche

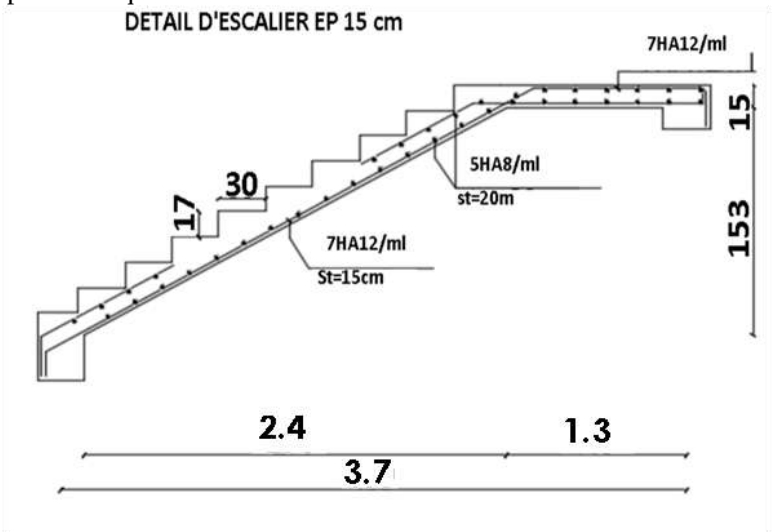


Figure III. 14. Detail de feraillage d'escalier.

III.4. LA POUTRE PALIERE :

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

III.4.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III. 19. Pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 3.05m $20.3cm \leq h \leq 30.5cm$ *On adopte* $h = 35cm$ $9.45cm \leq b \leq 12.6cm$ *On adopte* $b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h) = (30×35) cm²

III.4.2. Charges revenant à la poutre :

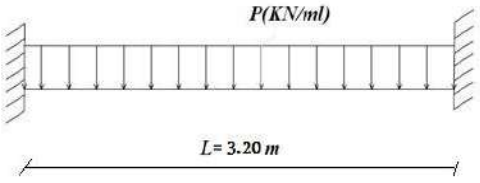


Figure III. 15. Schémas statiques de la poutre palière.

Calcul des efforts :

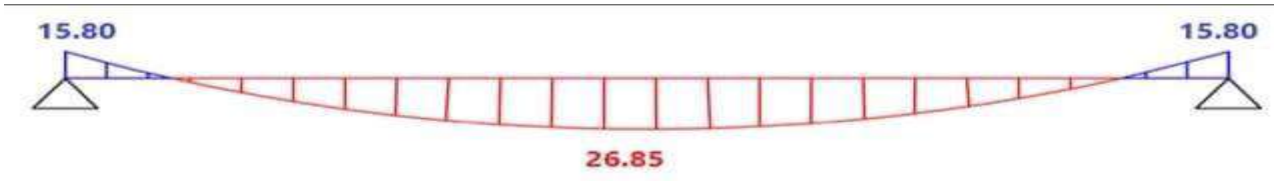


Figure III. 16. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU.

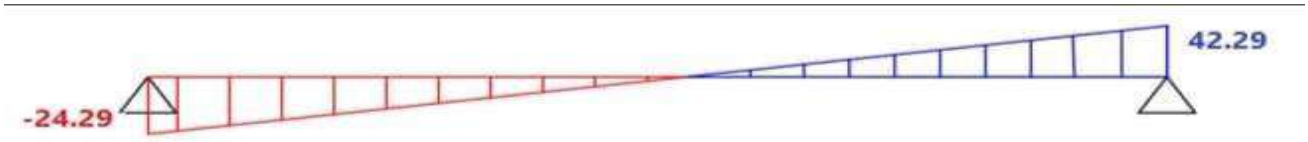


Figure III. 17. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU.

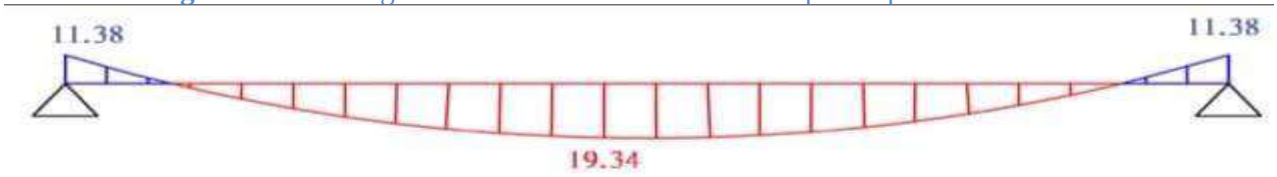


Figure III. 18. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.

III.4.3. Calcul de ferraillage à l'ELU :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III. 20. Sollicitations de la poutre palière.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	26.85	2.5	0	3HA12=3.39	3HA12=3.39
Appuis	-15.80	0	1.4	3HA12=3.39	3HA12=3.39

III.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS – CBA93 Art.A.4.5.3 :

Tableau III. 21. Vérification de la poutre palière à l'ELS

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.39	19.34	4.2	15	CV
En appuis	3.39	-11.38	1.5	15	CV

III.4.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Tableau III. 22. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	42.29	0.43	2.5	CV

III.4.6. Vérification de la flèche à l'ELS-CBA93 Art. 6.5.3 :

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m \end{cases}$$

f_t (mm)	f_{badm}(mm)
0.9	6.1

✓ La flèche est vérifiée.

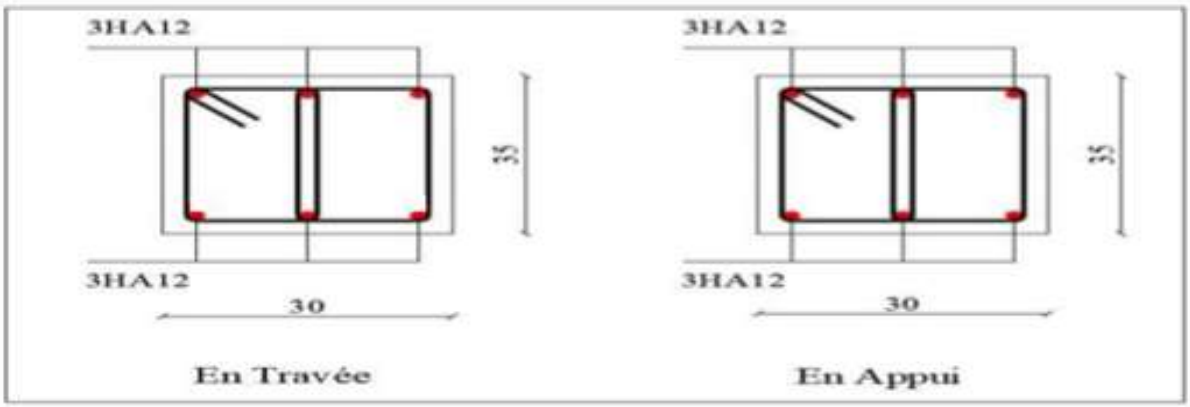


Figure III. 19. Ferraillage de la poutre palière.

III.5. LA DALLE PLEINE :

III.5.1. Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

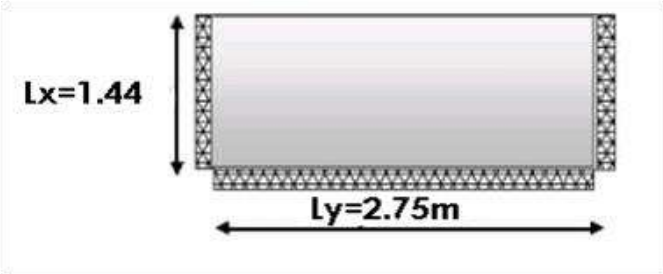


Figure III. 20. Schéma statique de la dalle pleine.

III.5.2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charges permanentes

On adopte G=6.91 (KN/m2) comme une Charge permanente pour la dalle pleine.

b. Surcharge d'exploitation

On adopte Q=5 kN/m² comme une Charge d'exploitation pour la dalle pleine selon le DTR **[4] ART 7.1**.

.

Principe de calcul :

Combinaison des charges :

Tableau III. 23. Combinaison des charges sur la dalle pleine.

	ELU	ELS
q (KN/M)	16.83	11.91

III.5.3. Ferraillage :

- **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

* **Sens X :**

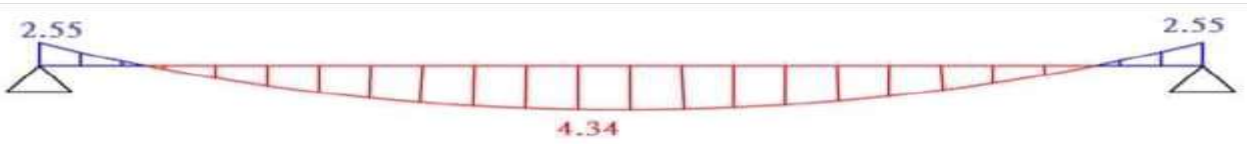


Figure III. 21. Diagramme des moments de la dalle pleine à l'ELU.

a) Armatures longitudinales :

Tableau III. 24. Section d'armatures longitudinales.

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	4.34	1.7	0	7HA8=3.52	0
Appuis	-2.55	0	1.7	0	7HA8=3.52

b) Armatures de répartition :

Tableau III. 25. Section d'armatures de répartition.

	$A_{rép} = A/4\,(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	0.88	4HA8=2.01
En appuis	0.88	4HA8=2.01

III.5.4. Vérification à l'ELS :

* Sens X :

Type de fissuration **préjudiciable.**

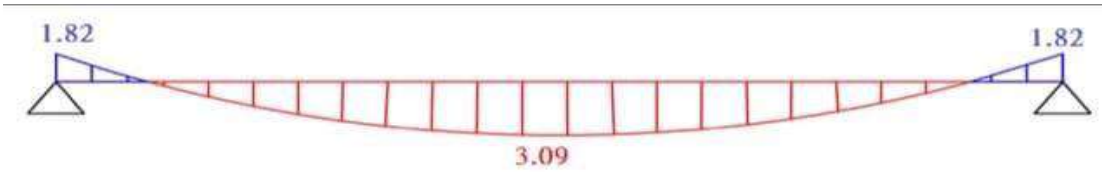


Figure III. 22. Diagramme des moments de la dalle pleine à l'ELS.

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

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

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

Tableau III. 26. Vérification de ferraillage a l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.52	3.09	0.8	15	CV
En appuis	3.52	-1.82	0.4	15	CV

III.5.5. Vérification de l'effort tranchant :



Figure III. 23. Diagramme des efforts tranchants de la dalle pleine à l'ELU.

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d}$$

Tableau III. 27.Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	8.41	0.067	1.16	CV

III.5.6. Vérification de la flèche :

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

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tant qu'e inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III. 28.Vérification de la flèche.

b (cm)	H (cm)	$M_{travé}$ (kN)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
100	15	3.09	3.52	3.52	0.1	2.8	oui

.

III.6. DALLE MACHINE POUR LA CAGE D'ASCENSSEUR :

III.6.1. Introduction

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

III.6.2. Détermination de l'épaisseur

- **Dalle encastrée sur quatre cotés**

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 4.11 \leq e \leq 4.63$$

$$on\ prend\ e = 25cm.$$

III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation

Tableau III. 29. Les charges de la dalle machine.

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

III.6.4. Ferraillage

Dans notre calcul on a dalle pleine rectangulaires encastrée sur 4 côtés de (1.05x3.05) m².

La dalle travaille suivant deux direction (car : (L_x/L_y) =0,0.61> 0,4), on utilise la méthode forfaitaire.

✓ **Sens X :**

Tableau III. 30. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.

	M_x $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	5.19	2.70	7HA10=5.50	15	33	CV
Appuis	5.01	2.70	7HA10=5.50	15	33	CV

- **Condition de non fragilité**

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

Tableau III. 31. Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Appuis	5.50	2.50	CV

➢ **Vérification à l'ELS**

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

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

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

Tableau 0.32. Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	4.84	0.41	15	CV
En appuis	5.50	4.84	0.41	15	CV

✓ **Sens Y :**

Tableau III . 32. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.

	M_y $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	1.57	1.9	7HA10=5.50	15	33	CV
Appuis	1.57	1.9	7HA10=5.50	15	33	CV

➢ **Vérification à l'ELS**

Tableau III. 33. Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.50	1.46	0.1	15	CV
En appuis	5.50	1.46	0.1	15	CV

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III. 34,Vérification de l'effort tranchant de la dalle machine.

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X25	26.44	0.12	1.16	CV

- **Vérification de la flèche à L'ELS :**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{25}{185} = 0.135 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{25}{185} = 0.135 \geq \dfrac{7.83}{15 * 9.21} = 0.056 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \Rightarrow \dfrac{5.50}{100 * 22.5} = 0.0024 \leq \dfrac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche.

IV.1. Introduction :

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

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure :

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

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

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion :

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. 1.Calcul de la rigidité des éléments résistants :

IV.2.2.1.1. Les poteaux :

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

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

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

E : module de YOUNG.

H : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carréé:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.2.1.2. Les refends pleins :

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

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

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

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

E : module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

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

- Moment d'inertie :

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

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

IV.2.3. Excentricité :

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

IV.2.3.1. Excentricité statique (théorique) :

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

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :

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

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

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

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

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

IV.3.1. Introduction :

L'ouvrage en question sera implanté à Médéa (ksar Boukhari), zone II_a (sismicité moyen) selon la règle parasismique algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques

auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 04 niveaux ou 14 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 28.5m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation :

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles :**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ Assurer la continuité des voiles verticalement.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (Sap2000) on a choisi une variante (Figure IV 1) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

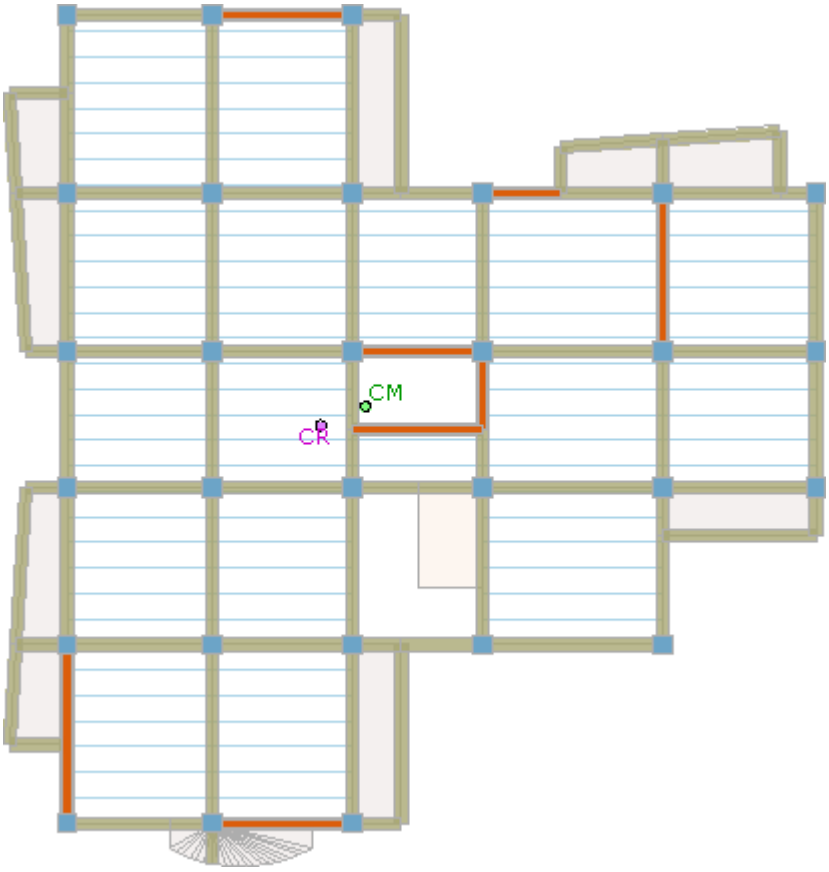


Figure IV.1: disposition des voiles (vue en plan).

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1) :

- **Centre de Masse & Centre de Rigidité :**

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

Niveau		Masse et centre de			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme	Niveau	Poids	XG	YG	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR	YR
I_ DIAPH_	3.06	4146.914	7.145	9.739	3.024E+004	4.815E+004	4.992	8.561
H_ DIAPH_	7.08	3474.023	7.014	9.739	3.024E+004	4.815E+004	4.896	9.289
G_ DIAPH_	10.14	3293.392	7.010	9.731	3.024E+004	4.815E+004	5.031	9.273
F_ DIAPH_	13.20	3243.503	7.008	9.729	3.024E+004	4.815E+004	5.135	9.270
E_ DIAPH_	16.26	3243.503	7.008	9.729	3.024E+004	4.815E+004	5.223	9.268
D_ DIAPH_	19.32	3198.865	7.006	9.727	3.024E+004	4.815E+004	5.296	9.269
C_ DIAPH_	22.38	3154.228	7.004	9.725	3.024E+004	4.815E+004	5.359	9.271
B_ DIAPH_	25.44	3152.237	7.005	9.719	3.024E+004	4.815E+004	5.414	9.277
A_ DIAPH_	28.50	2823.423	6.986	9.677	3.024E+004	4.815E+004	5.457	9.288

IV.3.3.2. Excentricité :

➢ **Dimensions du bâtiment** :

- Longueur du bâtiment = 17.60m
- Largeur du bâtiment = 19.00m

➢ **Excentricité admissible** :

- Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 2.64m
- Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 2.85m

Tableau IV.2. Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
I_ DIAPH_ 3.06	3.06	2.153	1.178	Ok
H_ DIAPH_ 7.08	7.08	2.118	0.450	Ok
G_ DIAPH_ 10.14	10.14	1.979	0.458	Ok
F_ DIAPH_ 13.20	13.20	1.873	0.459	Ok
E_ DIAPH_ 16.26	16.26	1.785	0.461	Ok
D_ DIAPH_ 19.32	19.32	1.710	0.458	Ok
C_ DIAPH_ 22.38	22.38	1.645	0.454	Ok
B_ DIAPH_ 25.44	25.44	1.591	0.442	Ok
A_ DIAPH_ 28.50	28.50	1.529	0.389	Ok

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

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.4.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone II$_a$ $g$roupe d'usage 2, et la hauteur de notre bâtiment dépasse 14m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

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

IV.3.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7) :

IV.3.4.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.4.2.2. Modélisation :

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

IV.3.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a) Coefficient d'accélération A (RPA99 v2003 Tab 4.1)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone II_a, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.15

b) Facteur de correction d'amortissement η

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

c) Coefficient de comportement R

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

Donc : R=3.5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

Tableau IV.3. Distribution des sollicitations suivant X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 28.50	2919.530	2163.580	755.950
B_ DIAPH_ 25.44	5911.202	4382.643	1528.559
C_ DIAPH_ 22.38	8926.500	6642.518	2283.982
D_ DIAPH_ 19.32	12165.803	9297.772	2868.031
E_ DIAPH_ 16.26	15307.712	11733.984	3573.728
F_ DIAPH_ 13.20	18455.521	14190.293	4265.228
G_ DIAPH_ 10.14	21937.597	17277.020	4660.577
H_ DIAPH_ 7.08	25510.103	20114.664	5395.439
I_ DIAPH_ 3.06	23336.093	12973.668	10362.425

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 28.50	100	74.107	25.893
B_ DIAPH_ 25.44	100	74.141	25.859
C_ DIAPH_ 22.38	100	74.413	25.587
D_ DIAPH_ 19.32	100	76.425	23.575
E_ DIAPH_ 16.26	100	76.654	23.346
F_ DIAPH_ 13.20	100	76.889	23.111
G_ DIAPH_ 10.14	100	78.755	21.245
H_ DIAPH_ 7.08	100	78.850	21.150
I_ DIAPH_ 3.06	100	55.595	44.405

Tableau IV.4. Distribution des sollicitations suivant Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 28.50	2701.938	2163.580	538.358
B_ DIAPH_ 25.44	5471.464	4382.643	1088.821
C_ DIAPH_ 22.38	8280.739	6642.518	1638.221
D_ DIAPH_ 19.32	11353.715	9297.772	2055.943
E_ DIAPH_ 16.26	14304.953	11733.984	2570.969
F_ DIAPH_ 13.20	17270.505	14190.293	3080.212
G_ DIAPH_ 10.14	20635.854	17277.020	3358.834
H_ DIAPH_ 7.08	23995.867	20114.664	3881.203
I_ DIAPH_ 3.06	23969.373	12973.668	10995.705

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 28.50	100	80.075	19.925
B_ DIAPH_ 25.44	100	80.100	19.900
C_ DIAPH_ 22.38	100	80.216	19.784
D_ DIAPH_ 19.32	100	81.892	18.108
E_ DIAPH_ 16.26	100	82.027	17.973
F_ DIAPH_ 13.20	100	82.165	17.835
G_ DIAPH_ 10.14	100	83.723	16.277
H_ DIAPH_ 7.08	100	83.826	16.174
I_ DIAPH_ 3.06	100	54.126	45.874

d) Facteur de qualité Q :

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

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

Tableau IV.5. Facteur de qualité.

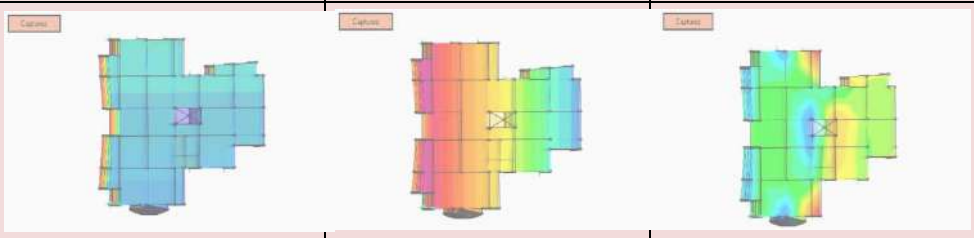
Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de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

IV.3.5. Résultats de l'analyse dynamique :

IV.3.5.1. Analyse modale :

IV.3.5.1.1. Comportement modal :

Tableau IV.6. Comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.717 s	Mode 2 / T2 = 0.627 s	Mode 3 / T3 = 0.561 s
Sens	Participation massique	Participation massique	Participation massique
Suivant X	62.79	0.00	0.15
Suivant Y	0.01	61.42	3.00
Autour de Z	0.14	2.97	59.96
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

IV.3.5.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que: La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après (RPA99 v2003 Art.4.3.4.a).

Tableau IV.7. Comportement des trois premiers modes**.**

Modes	Modes	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)
Modes	Périodes (en s)	Sens-x	Sens-y	Sens-z
1	0.695	62.609	0.008	0.158
2	0.608	62.609	61.317	3.079
3	0.543	62.764	64.278	62.681
4	0.161	79.593	64.284	62.794
5	0.156	79.599	80.063	62.83
.	.	.	.	.
81	0.028	90.036	89.753	88.45
.	.	.	.	.
106	0.026	91.541	90.001	88.699
.	.	.	.	.
137	0.023	91.986	91.475	90.033

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 81-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 106-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 137-ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes totales = 833 modes.
Le Temps des modes Totales = 11.95 s.

Le Nombre des modes retenus = 137 modes.
Le Temps des modes retenus = 7.12 s.

IV.3.5.2. Analyse statique et dynamique :

IV.3.5.2.1. Stabilité de la structure :

- **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA99 v2003 Art.4.3.6) :**

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

Donc, il faut vérifier que :

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

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA99 v2003 Art.4.2.3) :**

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (ZoneII_a, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

η: Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{Lx}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 28.5}{\sqrt{17.6}} = 0.61 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 28.5}{\sqrt{19}} = 0.58$$

$$\Rightarrow D_x = 2.205s \quad , \quad D_y = 2.12s$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.10$

W : Poids total de la structure.

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

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

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.15	2.205	2.12	1.10	1.10	3.5	33712.06	3504.36	3370

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

$$V_{tx} = 2272.82\ kN \quad , \quad V_{ty} = 2392.29\text{KN}$$

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

	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \ge 0.8$
Sens X	3504.36	2272.82	0.648	CNV
Sens Y	3370	2392.29	0.709	CNV

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égale à :

$$\frac{0.8 * V_x}{V_{tx}} = 1.233 \quad \Rightarrow \quad V_{tx} = 2803.49(kN) \quad , \quad \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{2803.49}{3504.36} = 0.80 \ge 0.8 \quad CV$$

$$\frac{0.8 * V_y}{V_{ty}} = 1.216 \quad \Rightarrow \quad V_{ty} = 2696\ (kN) \quad , \quad \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{2696}{3370} = 0.80 \geq 0.8 \quad CV$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

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

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

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

On a: $T_x = 0.634 sec$, $T_y = 0.801\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

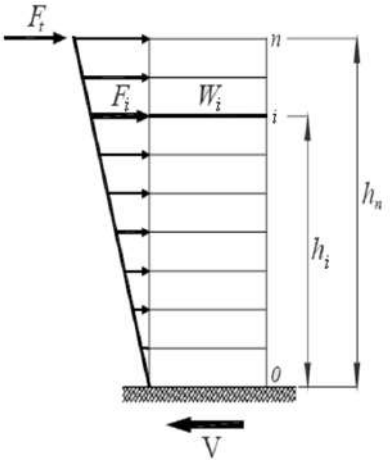


Figure IV.2. La distribution des forces Sismique selon la hauteur d'étage

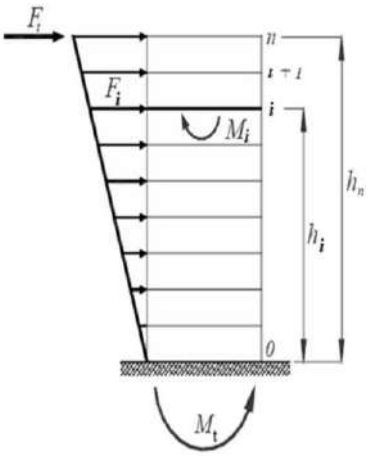


Figure IV.3. Moment de renversement

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

$h_i(m$	$W_i(kN$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN$	$F_{iy}(kN$	$M_{Rxi}(kN.$	$M_{Ryi}(kN.$	$M_{Sxi}(kN.$	$M_{Syi}(kN.$
28.5	2942.39	83858.12	479.81	517.65	13674.49	14753.11	20449.61	28452.91
25.44	3326.58	84628.20	484.21	522.41	12318.38	13290.02	23286.06	32600.48
22.38	3347.3	74912.57	428.62	462.43	9592.60	10349.24	23431.10	32770.07
19.32	3391.94	65532.28	374.95	404.53	7244.09	7815.49	23777.50	33207.09
16.26	3436.58	55878.79	319.72	344.94	5198.63	5608.69	24090.43	33644.12
13.2	3436.58	45362.86	259.55	280.02	3426.07	3696.31	24090.43	33644.12
10.14	3486.46	35352.70	202.28	218.23	2051.08	2212.86	24440.08	34167.31
7.08	3667.10	25963.07	148.55	160.27	1051.75	1134.70	25706.37	35937.58
3.06	4229.33	12941.75	74.05	79.89	226.59	244.46	30239.71	41320.55
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Somme		484430.33	/	/	54783.66	59104.88	219511.29	305744.23

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

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

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

	M_S	M_R	M_S/M_R	*Vérification*
Sens x	326075.13	58766.47	5.54	*Oui*
Sens y	239434.93	53814.01	4.44	*Oui*

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

- **Vérification des déplacements inter-étage (RPA99 v2003 Art.4.4.3)**

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm} = 0.01h_e$(RPA99 v2003 Art.5.10).

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

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 28.50	28.5	2.561	8.964	1.316	3.06	Ok	3.01	3.5
B_ DIAPH_ 25.44	25.44	2.185	7.648	1.327	3.06	Ok	3.04	3.5
C_ DIAPH_ 22.38	22.38	1.806	6.321	1.316	3.06	Ok	3.01	3.5
D_ DIAPH_ 19.32	19.32	1.43	5.005	1.267	3.06	Ok	2.9	3.5
E_ DIAPH_ 16.26	16.26	1.068	3.738	1.179	3.06	Ok	2.7	3.5
F_ DIAPH_ 13.20	13.2	0.731	2.559	1.033	3.06	Ok	2.36	3.5
G_ DIAPH_ 10.14	10.14	0.436	1.526	0.826	3.06	Ok	1.89	3.5
H_ DIAPH_7.08	7.08	0.2	0.7	0.647	4.02	Ok	1.13	3.5
I_ DIAPH_3.06	3.06	0.015	0.053	0.053	3.06	Ok	0.12	3.5

✓ La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens X.

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

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 28.50	28.5	2.427	8.495	1.236	3.06	Ok	2.83	3.5
B_ DIAPH_ 25.44	25.44	2.074	7.259	1.256	3.06	Ok	2.87	3.5
C_ DIAPH_ 22.38	22.38	1.715	6.003	1.246	3.06	Ok	2.85	3.5
D_ DIAPH_ 19.32	19.32	1.359	4.757	1.208	3.06	Ok	2.76	3.5
E_ DIAPH_ 16.26	16.26	1.014	3.549	1.123	3.06	Ok	2.57	3.5
F_ DIAPH_ 13.20	13.2	0.693	2.426	0.98	3.06	Ok	2.24	3.5
G_ DIAPH_ 10.14	10.14	0.413	1.446	0.788	3.06	Ok	1.8	3.5
H_ DIAPH_ 7.08	7.08	0.188	0.658	0.612	4.02	Ok	1.07	3.5
I_ DIAPH_ 3.06	3.06	0.013	0.046	0.046	3.06	Ok	0.11	3.5

✓ La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens Y.

- **Vérification de l'effet P-Δ**

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

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

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

- Si 0,10 <θ ≤ 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 θ> 0.20 la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

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

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$

28.5	2942.390	1.06	0.81	83858.115	373.71	393.35	306.00	0.027	0.020
25.44	3326.580	1.08	0.86	84627.686	377.14	396.96	306.00	0.031	0.024
22.38	3347.300	1.09	0.87	74912.574	333.84	351.39	306.00	0.036	0.027
19.32	3391.940	1.08	0.88	65532.281	292.04	307.39	306.00	0.041	0.032
16.26	3436.580	1.02	0.85	55878.791	249.02	262.11	306.00	0.046	0.036
13.2	3436.580	0.91	0.77	45362.856	202.16	212.78	306.00	0.051	0.041
10.14	3486.460	0.75	0.64	35352.704	157.55	165.83	306.00	0.054	0.044
7.08	3667.100	0.59	0.52	25963.068	115.70	121.78	402.00	0.047	0.039
3.06	4229.330	0.06	0.05	12941.750	57.67	60.71	306.00	0.014	0.011

✓ On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.3.5.2.2. Résistance des éléments :

a) Vérification de cisaillement des éléments :

- **Les poutres :**

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

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

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x fc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x fc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV.15. Vérification de cisaillement des poutres

Section	T(v2) (kN)	Combinaison	Situation	Ɣb	Position	τ (MPa)	τ adm (MPa)	Vérification

Pp 30x40	185.3	ELU	Acc	1.15	Intermédiaire	1.65	3.26	Vérifier
Ps 30x30	61.2	ELU	Acc	1.15	Rive	0.74	3.26	Vérifier
Ppalier 30x35	34.64	ELU	Acc	1.15	Rive	0.36	3.26	Vérifier
Long 30x30	25.42	ELU	Durable	1.5	Rive	0.31	2.50	Vérifier
CH 30x30	19.96	ELU	Durable	1.5	Rive	0.24	2.50	Vérifier

✓ Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les éléments.

- **Les voiles :**

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

La contrainte de cisaillement est égale :

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

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L. La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau IV.16. Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	Voile	B(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(KN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
	1	20	1.85	106.25	$1.35G61.5Q1 + 1.5Q2$	0.447	5	Oui

Suivant x	**2**	20	3.05	821.28	$G+Q1+Q2+Edx$	2.094	5	Oui
	3	20	3.3	427.62	$G+Q1+Q2+Edx$	1.008	5	Oui
	4	20	3.3	343.2	$G+Q1+Q2+Edx$	0.809	5	Oui
	5	20	3.05	556	$G+Q1+Q2+Edx$	1.418	5	Oui
Suivant y	**1**	20	3.7	589.1	$G+Q1+Q2+Edy$	1.238	5	Oui
	2	20	4.2	583.23	$G+Q1+Q2+Edy$	1.08	5	Oui
	3	20	1.85	600.44	$G+Q1+Q2+Edy$	2.524	5	Oui

- **Les poteaux :**

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

- **Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :**

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit ;

B_c: Section brute du béton.

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

Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d(kN)	B_c(mm^2)	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50	50	1729.773	230400	$G+Q1+Q2+V_{tx}$	0.300	Oui

	50	50	1299.101	230400	$G + Q1 + Q2 + V_{ty}$	0.225	Oui

✓ La section des poteaux est suffisante.

IV.4. CONCLUSION :

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

Tableau IV.19. Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section	Section
Poutres principales		30x40	30x40
Poutres secondaires		30x30	30x30
Poutre Chainage		30x30	30x30
Poutre palier		30x35	30x35
Longrines		30x30	30x30
Voiles périphérique		20xL	20xL
Voile de contreventement		20xL	20xL
Voile de Ascenseur		20xL	20xL
Etage		Poteaux carre	Poteaux carre
Poteaux	**5émé, 6éme, 7éme**	30x30	40x40
	2éme, 3éme, 4éme	35x35	45x45
	Sous-sol, RDC, 1ier	40x40	50x50

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avare une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correcte.

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

V.1. INTRODUCTION :

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

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

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

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x40	66.77	1.35G+1.5Q	5.44	-146.46	$G+Q+Ed_y$	10.91
Poutres secondaires	30x30	/	/	/	-74.15	$G+Q-Ed_x$	7.47

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

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	5.44	10.91	$3HA14+1chap14=6.16$	$3HA14+5_{CH}HA14=12.32$
Poutres secondaires	$A_{S1},A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1},A_{S2}(cm^2)$	
	7.47		$3HA14+3_{CH}HA14=8.01$	

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

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

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	48.64	-49.50	6.48	/	/	5.33	121.59	66.56	15	201.63	CV
Poutres secondaires	16.17	-20	4.54	/	/	3.54	101.49	38.99	15	201.63	CV

Section minimale :

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

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

Tableau V. 4. Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	6.16	12.32	6	1.2	CV
Poutres secondaires	7.47	8.01	4.5	0.9	CV

V.2.3. Vérification de la flèche (poutre principale et secondaire) :

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{ si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau V. 5: Vérification de la flèche des poutres.

b	h	L	Mag	Mt	Mad	As1	As2	F	fadm	Verification Oui/non
30	40	4.2	-17.75	48.64	-0.47	6.16	4.62	3.3	8.4	**OUI**

✓ La flèche dans les poutres principales est vérifiée

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

b	h	L	Mag	Mt	Mad	As1	As2	f	fadm	Verification Oui/Non
30	30	3.05	-7.84	16.17	-1.98	3.39	3.39	1.6	6.8	**OUI**

✓ La flèche dans les poutres secondaire est vérifiée.

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

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

$$Selon\ le\ RPA2003:\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \le \dfrac{h}{2} \qquad\qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V. 7. La section d'armatures transversales.

Elément	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales	10	20	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Tableau V. 8. Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	150.02	$G+Q+E_x$	1.25	4.34	CV
Poutres secondaires	30x30	68.60	$G+Q+E_y$	0.76	3.26	CV

✓ Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

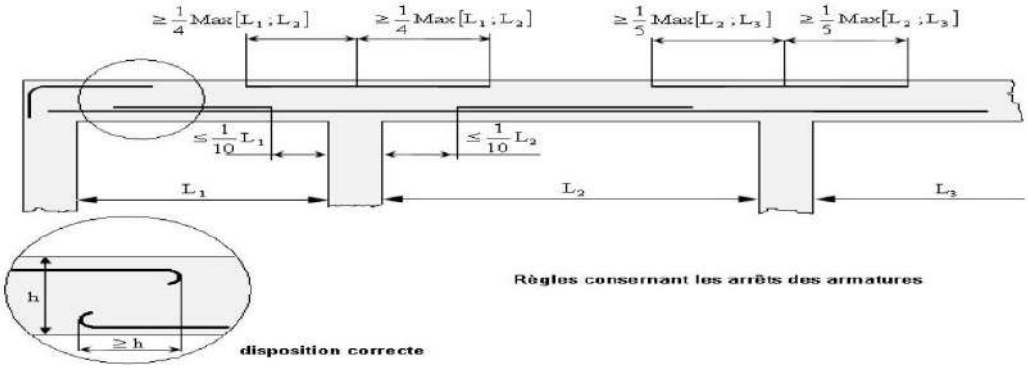


Figure V. 1. Disposition des armatures pour les poutres

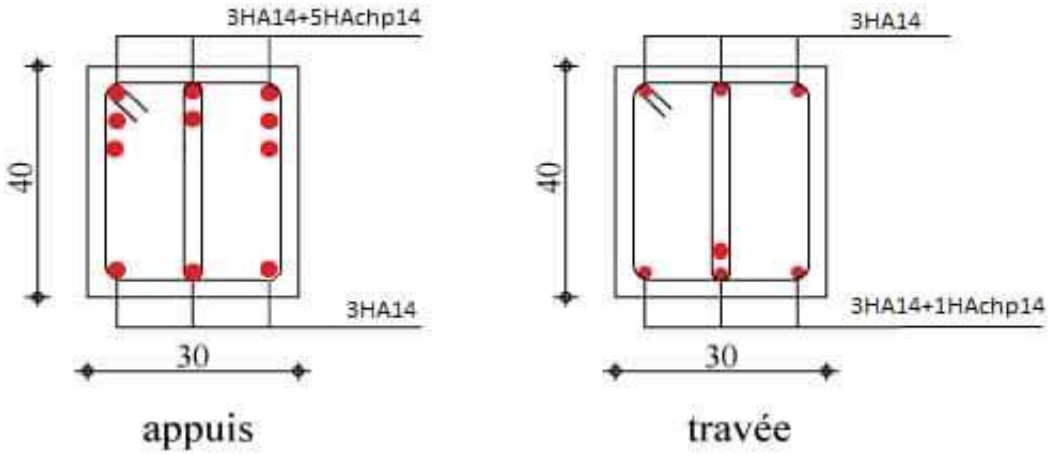


Figure V. 2. Dessin de ferraillage des poutres principales.

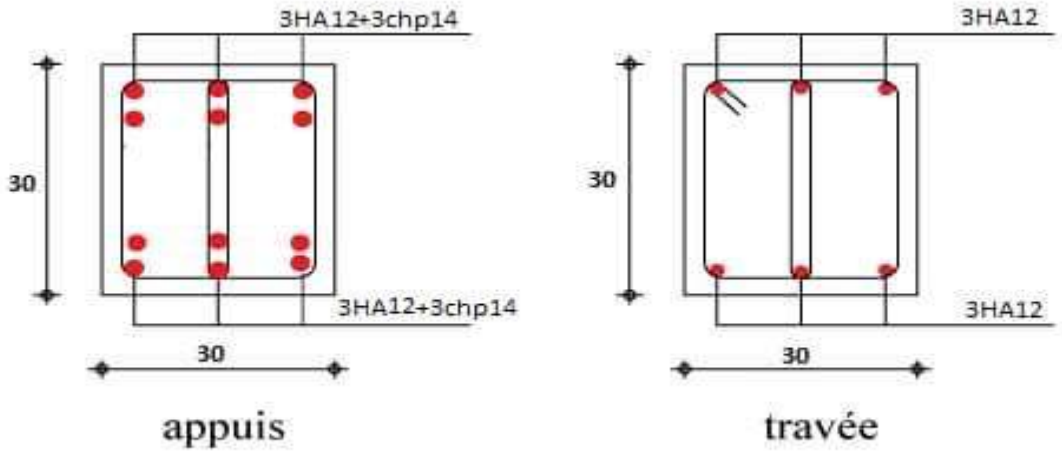


Figure V. 3. Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1. Armatures longitudinales :

Matériaux :

Béton : Fc28 = 25.0 [MPa] Résistance du béton à 28 jours.

Acier : Fe = 400 [MPa] Résistance de l'acier.

Zone sismique : IIa.

Section minimale des armatures longitudinales : 0.8. (bxh) cm² RPA version 2003 ►► [Art 7

V.3.1.1. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Comme on a R= 3.5 dans le cas d'un séisme ou les voiles doivent reprendre 100% de l'effort tranchant d étage, due aux charges horizontales, donc on calcule les poteaux avec la combinaison à l'état limite ultime.

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

•1^{er} cas Influence de l'effort normal : Le calcul en flexion composé ce fera avecN_{max}et M_{Corr}.

• 2^{eme}cas Influence du moment : Le calcul en flexion composé ce fera avecM_{max}et N_{corr}.

• 3^{eme}cas Effort normal minimum : Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et M_{corr}.

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

	Sollicitation		Combinaison	N (KN)	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
40x40	1	N_{max} - M_{corr}	1.35G+1.5Q	581.77	-4.86	22.43	2.50	1.50	12.8	4HA14+8HA12= 15.21
	2	M_{max}- N_{corr}	0.8G+Edy	145.47	58.38	8.62	2.50	1.50		
	3	N_{min}- M_{corr}	0.8G+Edx	-39.77	6.13	1.68	0	4.00		
45x45	1	N_{max} - M_{corr}	1.35G+1.5Q	1196.62	-7.39	22.15	2.75	1.65	16.20	12HA14= 18.47
	2	M_{max}- N_{corr}	G+Q+Edy	505.00	64.61	8.90	2.75	1.65		
	3	N_{min}- M_{corr}	0.8G+Edx	-357.97	6.04	7.51	4.40	0		
50x50	1	N_{max} - M_{corr}	1.35G+1.5Q	1575.78	1.05	0.16	3.30	1.80	20	12HA16= 24.13
	2	M_{max}- N_{corr}	0.8G+Edx	-90.63	-1.15	37.61	3.30	1.80		
	3	N_{min}- M_{corr}	0.8G+Edy	-479.18	2.31	1.81	3.30	1.80		

✓ Donc dans tous les cas on fait le ferraillage avec la section minimale de RPA.

V.3.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V. 10. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sollicitation			N (kN)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
40x40	1	N_{max} - M_{corr}	424.53	-3.61	16.30	15.21	5.77	/	Vérifiée	/
	2	M_{max}- N_{corr}	200.79	16.64	-4.38		4.02	/	Vérifiée	/
	3	N_{min}- M_{corr}	111.16	-0.21	-3.11		1.96	0	Vérifiée	Vérifiée
45x45	1	N_{max} - M_{corr}	873.02	-5.45	16.09	18.47	4.67	/	Vérifiée	/
	2	M_{max}- N_{corr}	873.02	-5.45	16.09		3.75	0	Vérifiée	Vérifiée
	3	N_{min}- M_{corr}	-2.86	-0.31	-2.86		1.36	0	Vérifiée	Vérifiée
50x50	1	N_{max} - M_{corr}	1145.26	0.76	0.12	24.13	2.82	0	Vérifiée	Vérifiée
	2	M_{max}- N_{corr}	839.11	-13.34	5.43		3.07	/	Vérifiée	/
	3	N_{min}- M_{corr}	267.27	-0.15	-1.55		0.84	0	Vérifiée	Vérifiée

✓ Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

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 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, S_t T_u}{h_1 \, f_e}$$

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

$$St = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: 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 négligeable (Système de contreventement 2), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V. 11. La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol 1+RDC+1ier	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
2éme+3éme+4éme	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
5éme+6éme+7éme	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

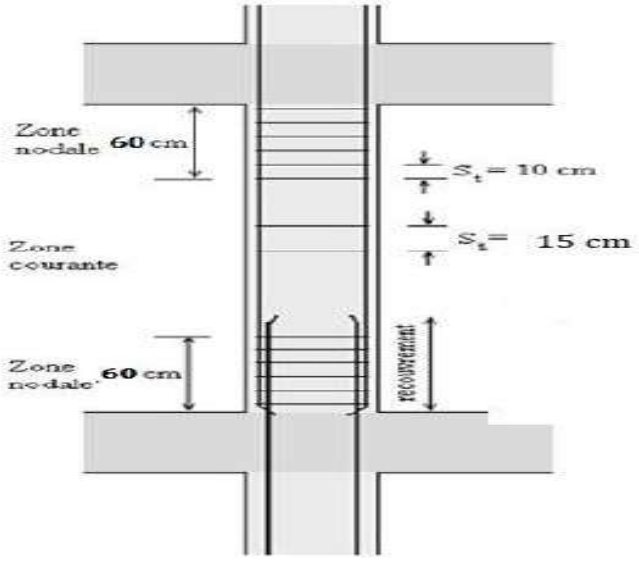
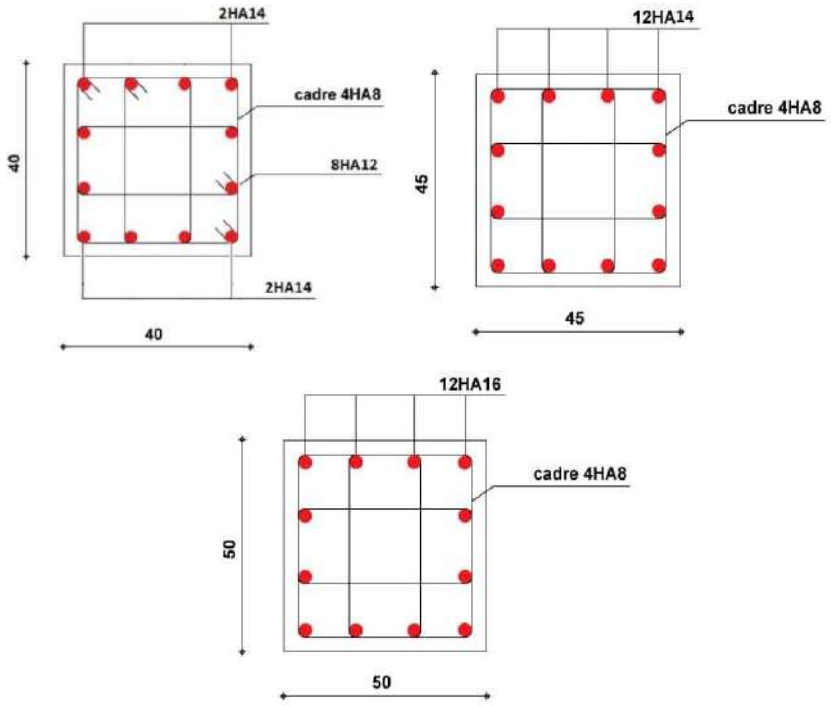


Figure V. 4. Disposition des armatures pour le poteau.



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..

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

V.4.1. Ferraillage des trumeaux :

- **Les trumeaux :**

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée avec effort tranchant.

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :

- **Section minimales et maximales :**
  - **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :**

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$, B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

➢ **Selon le CBA93 Art B.6.4 :**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\%B_t$$

Tableau V. 12. Ferraillages verticaux des voiles pleins, d'épaisseur 20cm.

Sens	Voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Combinaison	A_V(cm²)	A_{min}(RPA)
X	1	3.80	802.436	2938.844	0.8G-Edx	49.75	7.60
	2	2.10	125.004	926.557	0.8G-Edx	29.01	4.20
	3	3.05	408.845	1387.850	0.8G-Edx	22.10	6.10
Y	1	4.70	940.578	4910.928	0.8G-Edy	67.2	9.40
	2	4.20	1030.019	2880.325	0.8G-Edy	44.09	8.40
	3	2.10	420.422	778.164	0.8G-Edy	32.03	4.20

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

Sens	Voile	L (m)	A_{choisi} (cm²)	ESP (cm)
X	1	3.80	2*(7HA12)=15.83	8
	2	2.10	2*(7HA10)=10.99	8
	3	3.05	2*(4HA12)=9.04	8
Y	1	4.70	2*(7HA14)=21.54	8
	2	4.20	2*(7HA10)=10.99	8
	3	2.10	2*(7HA10)=10.99	8

V.4.1.2. Vérification 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 ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).CBA93 « Art.A.4.5.3 »

Tableau V. 14. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
X	1	3.80	1317.857	186.197	2.12	15	Vérifiée
	2	2.10	747.978	37.819	2.04	15	Vérifiée
	3	3.05	1189.861	14.689	2.00	15	Vérifiée
Y	1	4.70	1574.404	4.797	1.68	15	Vérifiée
	2	4.20	1633.089	216.420	2.31	15	Vérifiée
	3	2.10	647.835	68.901	2.01	15	Vérifiée

✓ Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

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

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

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

Sens	Voile	L (m)	T (KN)	τ (Mpa)	τ' (Mpa)	τ≤ τ'
X	1	3.8	638.092	1.30	5	vérifiée
	2	2.10	285.941	1.05	5	vérifiée
	3	3.05	424.519	1.08	5	vérifiée
Y	1	4.70	924.728	1.53	5	vérifiée
	2	4.20	711.558	1.31	5	vérifiée
	3	2.10	367.311	1.36	5	vérifiée

✓ Toutes les contraintes sont vérifiées donc il y a aucun risque de cisaillement des voiles.

V.4.1.4. Armatures horizontales :

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

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 :

$$A_h = max[\frac{2}{3}.A_{vch}; 0.15\%a.h_e]$$

b) Selon le RPA2003

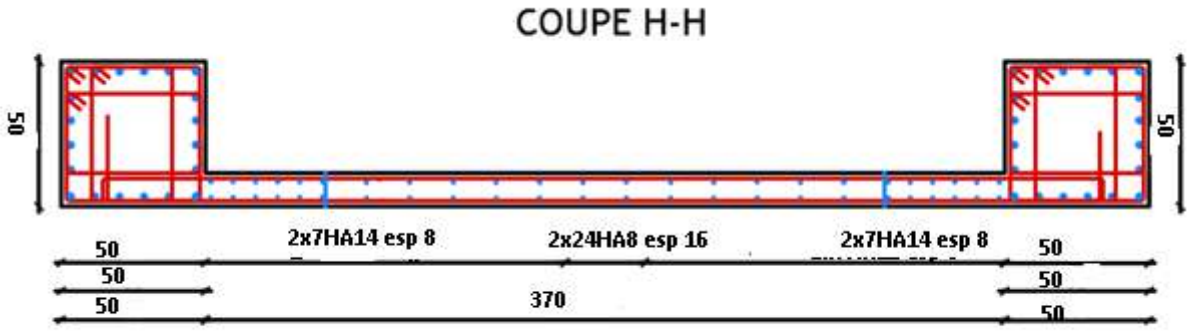
$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,;30cm]$$

Tableau V. 16. Détermination des armatures horizontale

Sens	Voile	L (m)	S_t (cm)	$A_{h\ calculé}$ (cm²)	$A_{h\ choisi}$ (cm²)
X	1	3.80	15	33.17	52HA10=40.82
	2	2.10	15	19.34	28HA10=21.98
	3	3.05	15	22.10	42HA10=32.97
Y	1	4.70	15	44.8	64HA10=50.24
	2	4.20	15	20.97	56HA10=28.13
	3	2.10	15	21.35	28HA10=21.98

V.4.1.5. Épingle :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré (RPA Art Dont le diamètre des armatures$\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles



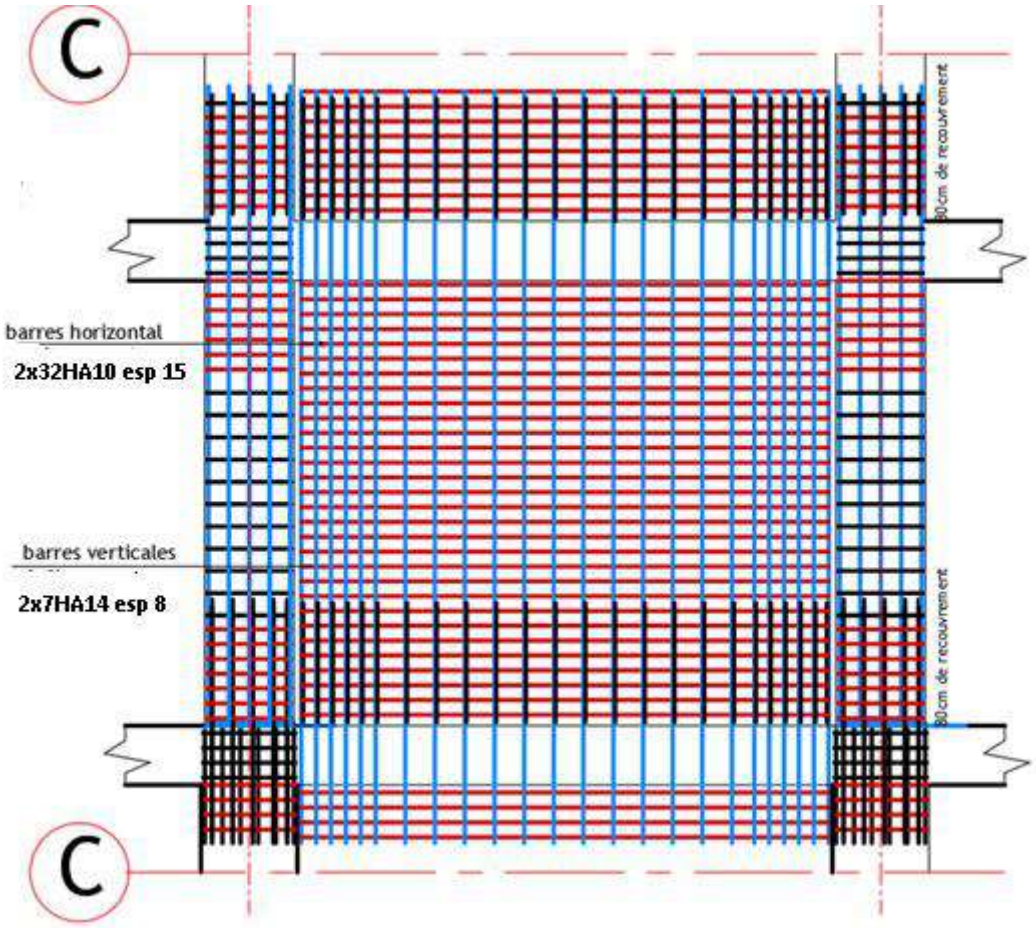


Figure V. 5. Détails de Ferraillage de voile plein.

V.5. CONCLUSION

On constate que le ferraillage des éléments structuraux, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles est une tâche délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt à l'outil informa tique (SAP2000). **On peut ainsi entamer le prochain chapitre qui traite la partie infrastructure**.

Chapitre VI : Calcul de l’infrastructure.

VI.1. INTRODUCTION

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. TYPES DE FONDATIONS

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. CARACTERISTIQUES 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 « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

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

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bar}$$

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

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

$$D = 2 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 16.3\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0{,}5\,bar$$

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

Remarque :

Vue que notre bâtiment est ancré dans le sol par un sous-sol de (3.06m), notre profondeur d'ancrage est à l'incréé (-3.06).

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles :

- **Méthode de calcul**

  Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puissese faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5\text{bar} = 0.25\text{MPa} \quad , \quad a = b = 50\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	1145.26	0.76	0.12	2.14	2.14	2.6	3	65
S2	825.9	10.45	-1.86	1.82	1.82	2.5	2.5	50
S3	551.18	0.42	0.23	1.48	1.48	2	2	40

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

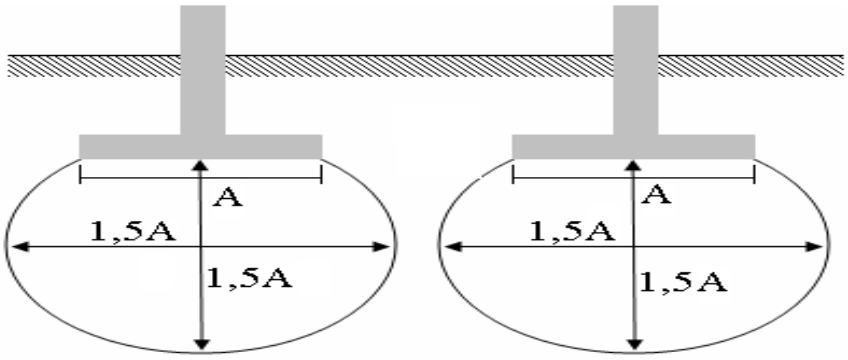


Figure VI.1. Les bulles de pression sous la semelle.

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

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans la figure suivante :

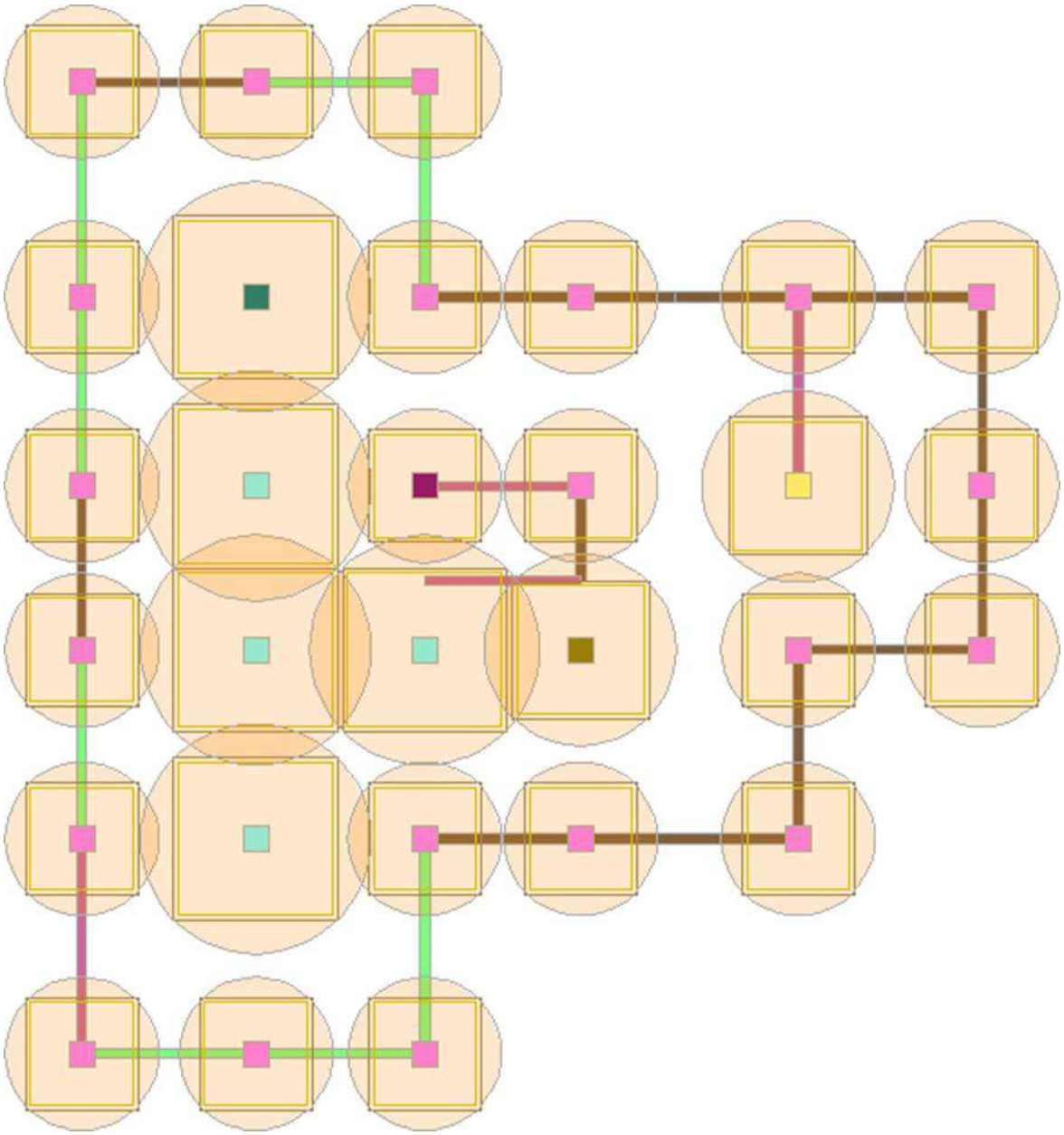


Figure VI.2.chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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 (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

6.4.2.1. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

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

Sens	Semelle	L (m)	N_{ser} (pot) (kN)	N_{ser} (voile) (kN)	P(semelle) (kN)	B_i (cm)	B_{ch} (cm)	$h_{adopté}$ (cm)	σ_{sol} (Bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (Bar)
X	S.F.1	6.7	863.82	1692.13	239.25	1.96	2.60	60	1.46	1.5
	S.F.2	17.3	2634.52	2659.74	539.00	1.80	2.00		1.35	
	S.F.3	9.5	2393.36	1343.94	412.50	2.08	2.60		1.38	
	S.F.4	9.75	3170.08	/	330.00	1.76	2.00		1.33	
	S.F.4	3.6	558.77	837.02	154.00	1.66	2.00		1.26	
	S.F.5	14	2302.97	1428.74	440.00	1.55	2.00		1.19	
	S.F.6	6.7	1024.44	2003.76	339.30	2.32	2.60		1.47	
Y	S.F. A	19	1750.89	4739.11	819.00	2.06	2.60		1.34	
	S.F.C	4.2	639.88	1118.48	170.50	1.89	2.60		1.24	
	S.F.E	10.6	1458.51	2246.22	346.50	1.96	2.60		1.28	
	S.F.F	6.9	637.01	1239.02	189.75	1.81	2.00		1.36	

VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

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 ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI. 3.Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	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	S.F.1	2403.14	5.22	0.22	2.60	65.00	Vérifiée
	S.F.2	5294.26	8.53	0.16	2.00	50.00	
	S.F.3	3737.30	0.17	00	2.60	65.00	
	S.F.4	3170.08	27.01	0.85	2.00	50.00	
	S.F.4	1395.79	-2.61	0.19	2.00	50.00	
	S.F.5	3731.71	-10.49	0.28	2.00	50.00	
	S.F.6	3028.20	-3.35	0.11	2.60	65.00	
Y	S.F.A	6490.00	-5.54	0.09	2.60	65.00	
	S.F.C	1758.36	0.41	0.02	2.60	65.00	
	S.F.E	3704.73	1.12	0.03	2.60	65.00	
	S.F.F	1876.03	1.39	0.07	2.00	50.00	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

.

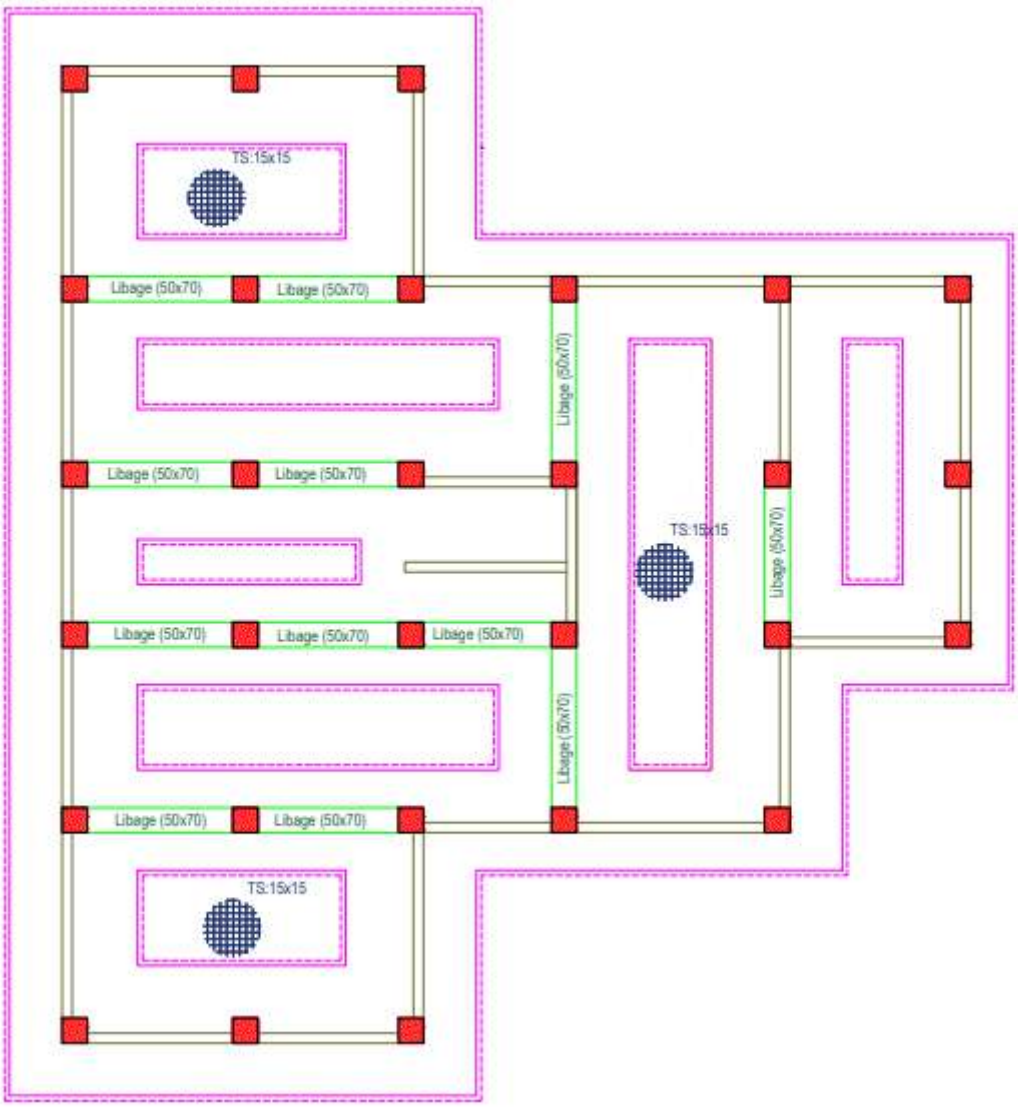


Figure VI.3. Les dimensions finales des semelles filantes.

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.2.3. Calcul de Ferraillage :

VI.4.2.3.1. Sous un voile :

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

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Toutou long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI. 4.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F.V1	364.18	0.05	0.01	33.33	Diagramme trapézoïdal
S.F.V2	547.02	-25.52	3.97	43.33	

Tableau VI. 5. Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.V1	364.18	0.05	2.00	13.86	10 HA 14=15.39	10	10HA12=11.31	20
S.F.V2	547.02	-25.52	2.60	8.00	7 HA 14=10.78	15	13HA12=14.70	

VI.4.2.3.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI. 6.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F.P1	1575.78	1.05	0.06	33.33	Diagramme trapezoidal
S.F.P2	1468	0.03	0.02	43.33	

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI. 7. Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée/ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.P1	1575.78	1.05	3.35	2.00	15.69	22HA12=24.88	7HA12=7.92	15
S.F.P2	1468	0.03	3.35	2.60	23.68	22HA12=24.88	7HA12=7.92	

b) Armature de repartitions

Tableau VI. 8. Ferraillages des armatures de répartitions de la semelle.

$A_{rep}(cm^2)$	$A_{rep\ choisie}(cm^2)$	S_t (cm)
3.96	2(4HA12)=9.05	20
5.148	2(5HA12)11.35	

VI.4.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs 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 cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\ 4}}{E}}$$

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

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

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

hp : la hauteur de la poutre de libage.

- **Le rôle** :

a) Pour éviter le risque de poinçonnement sous l'effet de l'effort normal maximal des poteaux.

b) Pour rigidifier la semelle filante.

c) Pour assurer la répartition uniforme des contraintes sous la semelle.

d) Pour assurer un tassement uniforme sous la semelle.

Tableau VI. 9. Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	B (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)
S1-F1	50.00	8.7	60

a) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:

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

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

$$\tau = \frac{742.65 \times 1000}{500 \times 700} = 2.21\ MPa < \bar{\tau} = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée}$$

$h_{p\ adopté}$=70cm ; Donc la section de la poutre de libage : 50x70 cm².

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

$q_u = 392$ (KN/m)

q_{ser} =290 (KN/m)

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI. 10. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	**M_t (kN.m)**	**T(kN)**	**M_a (kN.m)**	**M_t (kN.m)**
- 398.13	246.91	742.65	-294.53	182.66

b) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI. 11. Détermination des armatures longitudinales de la poutre de libage.

P. Libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	esp
S.F.P1	Travée	246.91	11.00	0,00	4HA12+6ChHA12=11.31	15
	Appuis	-398.13	18.3	0,00	4HA12+8ChHA12=18.47	

c) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI. 12. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P. libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S.F.P1	Travée	182.66	11.31	6.16	5.90	201,60	73.00	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-294.53	6.16	18.47	10.80	201,60	138.60		

d) Armatures transversales

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

Tableau VI. 13. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.Libag	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S.F.P1	742.65	2.21	40	1.5	17.5	35	2.80	10	15	6HA8=3.02

e) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA12 = 4{,}52\ cm^2.$$

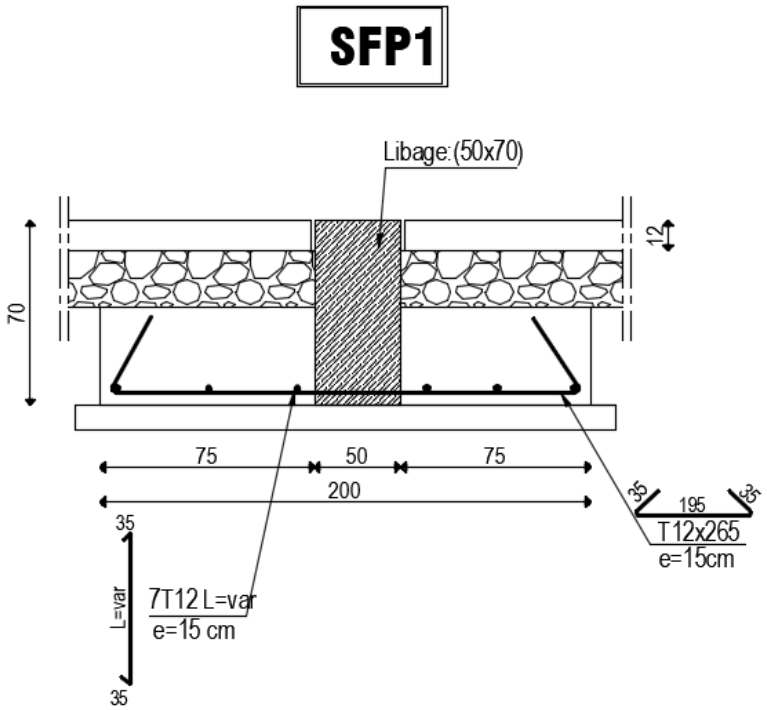


Figure VI.4 . Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.

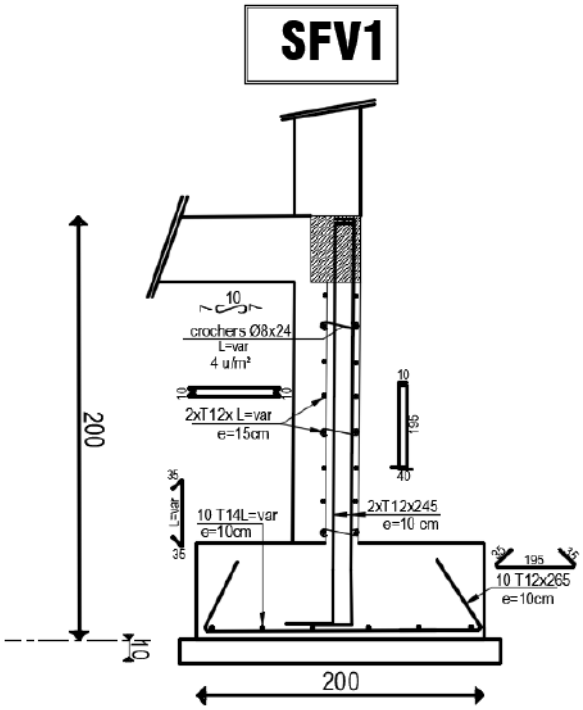


Figure VI.5. Le ferraillage des semelles filantes sous voile.

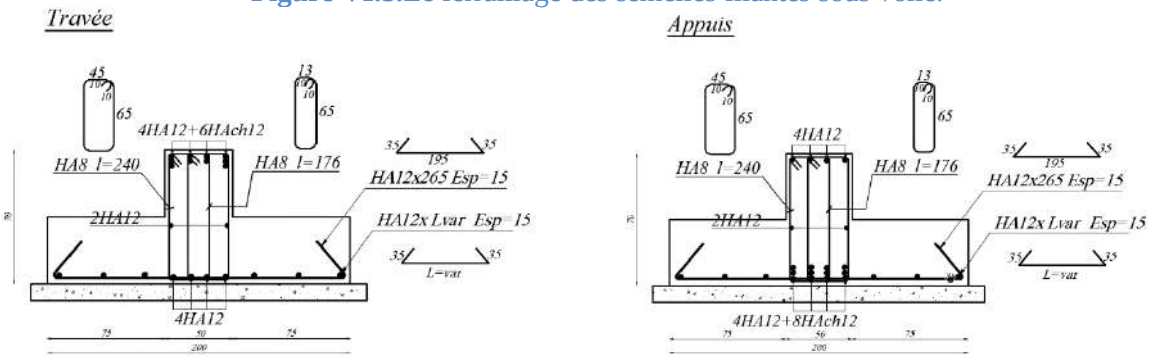


Figure VI.6. Ferraillage de poutre de libage.

VI.5. CALCUL DE VOILE DE SOUTENEMENT :

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

Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est : e ≥ 15 cm.

- Dans notre cas on adoptera une épaisseur de 20cm.

−Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

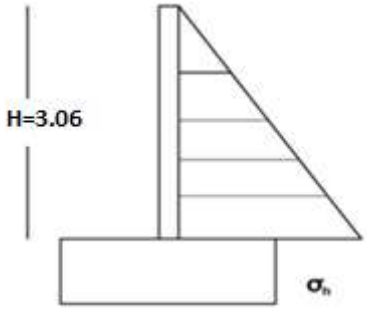


Figure VI.7. Schéma statique du voile périphérique

VI.5.1. Calcul de la poussée des terres :

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

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

Avec :

Le coefficient de contrainte :

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

$$\rho_h = 18\ kN/m^3 \quad , \quad H = 3.06m \quad , \quad \varphi = 25° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0{,}40$$

ρ_h : poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$P = \frac{1}{2} \times 17.8 \times 0{,}40 \times (3.06)^2 = 33.70 kN/m$

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

VI.5.2. Calcul de ferraillage

$\rho = \frac{3.06}{4.25} = 0.72 \geq 0.4$ Donc la dalle travaillant suivant les deux directions.

$$M_{tx} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{ty} = 0.85 * M_y$$

$$M_{ax} = 0.5 * M_x \quad , \quad M_{ay} = 0.5 * M_y$$

Tableau VI. 14. Les moments des voiles périphériques à l'ELU.

ELU		En travée		En appuis	
M_X(kN,m)	M_y(kN,m)	M_{tX}(kN,m)	M_{ty}(kN,m)	M_{aX}(kN,m)	M_{ay}(kN,m)
27.51	15.74	23.38	11.81	8.24	7.87

Tableau VI. 15. Les moments des voiles périphériques à l'ELS.

ELS		En travée		En appuis	
M_X(kN,m)	M_y(kN,m)	M_{tX}(kN,m)	M_{ty}(kN,m)	M_{aX}(kN,m)	M_{ay}(kN,m)
20.38	11.66	17.32	8.75	6.11	5.83

VI.5.3. Détermination des armatures longitudinale

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

à L'ELU :

Tableau VI. 16.Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

Élément		M_u (KN.m)	A (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	ESP (cm)	Choix (cm^2)
Suivant X	Travée	23.38	4.00	2.93	15	*7HA12=7.92*
	Appui	11.81	2.22		15	*7HA12=7.92*
Suivant Y	Travée	8.24	2.20		15	*7HA10=5.50*
	Appui	7.87	1.93		15	*7HA10=5.50*

VI.5.4. Vérifications nécessaires

Condition de non fragilité :

Tableau VI. 17. Vérifications de non fragilité.

		$A_{choisi}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi} \geq A_{min}$
Suivant X	En travée	7.92	2.93	C.V
	En appuis	7.92		
Suivant Y	En travée	5.50		
	En appuis	5.50		

Vérification de l'espacement :

Tableau VI. 18. Vérification de l'espacement.

		S_t(cm)	min (3.h;33)	$S_t \leq$min(3.h;33)
Suivant X	En travée	15	33	C.V
	En appuis	15		
Suivant Y	En travée	15		
	En appuis	15		

Vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau VI. 19. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Élément		M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivant X	Travée	17.32	7.92	4.1	139.2	15	202	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	6.11	7.92	4.08	139.2				
Suivant Y	Travée	8.75	5.50	1.3	13.3				
	Appui	5.83	5.50	0.8	8.8				

Vérification de l'effort tranchant à L'ELU

Tableau VI. 20. Vérification de l'effort tranchant.

q_u (KN)	L_x(m)	L_y (m)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
45.49	3.06	4.25	48.47	0.285	1.16	C.V

- Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

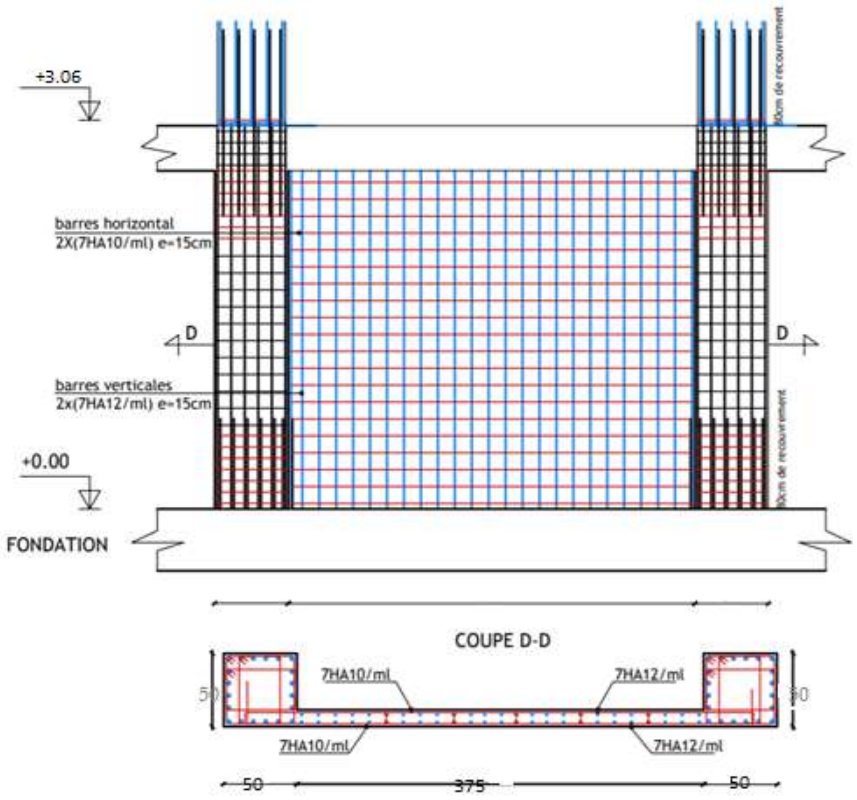


Figure VI.8.Détaille de ferraillage de voile périphérique.

VI.6. FERRAILLAGE DES LONGRINES ART 10.1.1 RPA 99 V 2003

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

Site S3 : 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

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

α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site consiserée

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 15$ (Zone IIa, S2)

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

VI.6.1. Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC :

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

Tableau VI. 21. Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 40	1429.50	95.30	2.74	6HA12= 6.79	0,90	5.40	Vérifiée

VI.6.1.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

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

Tableau VI. 22. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
30×40	1039.59	69.31	6.79	10.4	137.93	10.6	201,63	Oui

VI.6.1.2. Calcul des armatures transversales

Tableau VI. 23. Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
12	4	8	2HA8=1,01	18	15

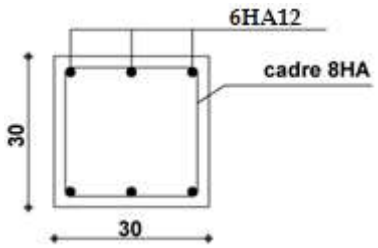


Figure VI.9. Ferraillage de la longrine.

VI.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et ferraillé dans un premier lieu les fondations on a choisis de faire une semelle filante par un direction car les semelles isolées ne remplissaient pas le critère de chevauchement.

Dans la deuxième partie, nous avons dimensionné et ferraillé le voile périphérique qui se trouve au sous-sol, il a un rôle structural aussi, il forme une boite rigide permettant d'ancrer la structure dans le sol.

CONCLUSION GENERALE

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

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

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

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

Et nous souhaitons que ce modeste travail nous suivra dans le future proche de notre vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

✓ Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algériennes« RPA99 version 2003 ».
- [2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».
- [3] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL91 révisées 99 ».
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitations « D.T.R-B.C.22 ».

✓ Logiciels :

- Logiciel d'analyse structurelle « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage « ROBOT Expert 2010 ».
- Logiciel de dessin « AutoCAD 2019 ».
- Microsoft office 2016.

ANNEXE A

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le

Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

- **Hypothèses de calcul :**

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

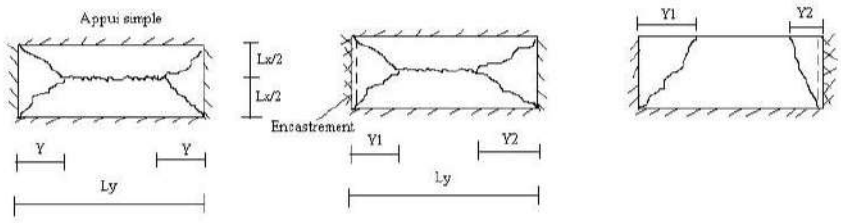
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

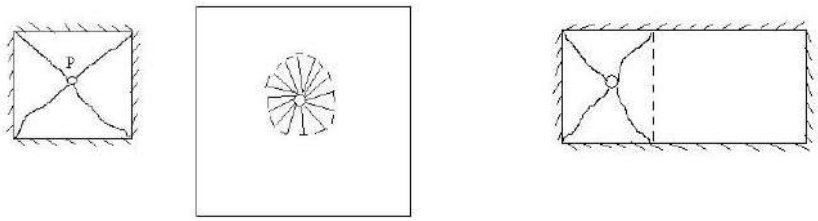
- Un encastrement par une double hachure-

Exemples de fissuration de dalle :

*a)***Cas des charges réparties**



*b)***Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes :

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE B

III.2.3.1.Méthodes de calcul :

III.2.3.1.1.La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

$$Q \quad \leq \begin{cases} 2G \\ 5kN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 ***et*** *1.25*

- La fissuration est peu nuisible.$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par : $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \dfrac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \dfrac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est inermédiaire} \end{cases}$$

Pour les appuis:
$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermdiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ M_t *: Moment en travée.*
- ✓ M_ω *: Moment max sur l'appui gauche.*
- ✓ M_e *: Moment max sur l'appui droit.*
- ✓ M_a *: Moment à l'appui.*
- ✓ M_0 *: Moment isostatique=* $\dfrac{PL^2}{8}$ *(KN.m)*
- ✓ $T_\omega = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$

- ✓ T_e=-T_0+$\frac{M_w - M_e}{L}$

Avec :

- ✓ T_ω *: effort tranchant à gauche de la travée.*
- ✓ T_e *: effort tranchant à droite de la travée.*
- ▪ *Remarque :*

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

Exposé de la méthode :

III.2.3.1.2. Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée

A/Portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée inermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité :

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$Où \frac{k_w}{k_e} = \gamma \; k_w = \frac{I_w}{l'_w} \text{ et } k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

Donc : $$\gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \ l'^{3}_w + q_e \ l'^{3}_e}{8.5 \ (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (x =L/2) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

ANNEXE D

Méthode simplifiée de calcule des flèches

Pour les poutres et les dalles pleines :

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation

$$I_f=1,1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à

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

Pour les déformations instantanées

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

Pour les déformations de longue durée

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

Si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s :la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ : Lepourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 :La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v=\frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i}=\frac{M}{E_i.I_{fi}}\ et\frac{1}{r_v}=\frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

Adéfaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches$f_i$et f_v sont égales à:

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

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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