République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière: Génie Civil

Projet de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en (RDC+7étages) contreventé par des portiquesetvoiles

Présenté par :

M^elle^ :BAGHDADI Manel

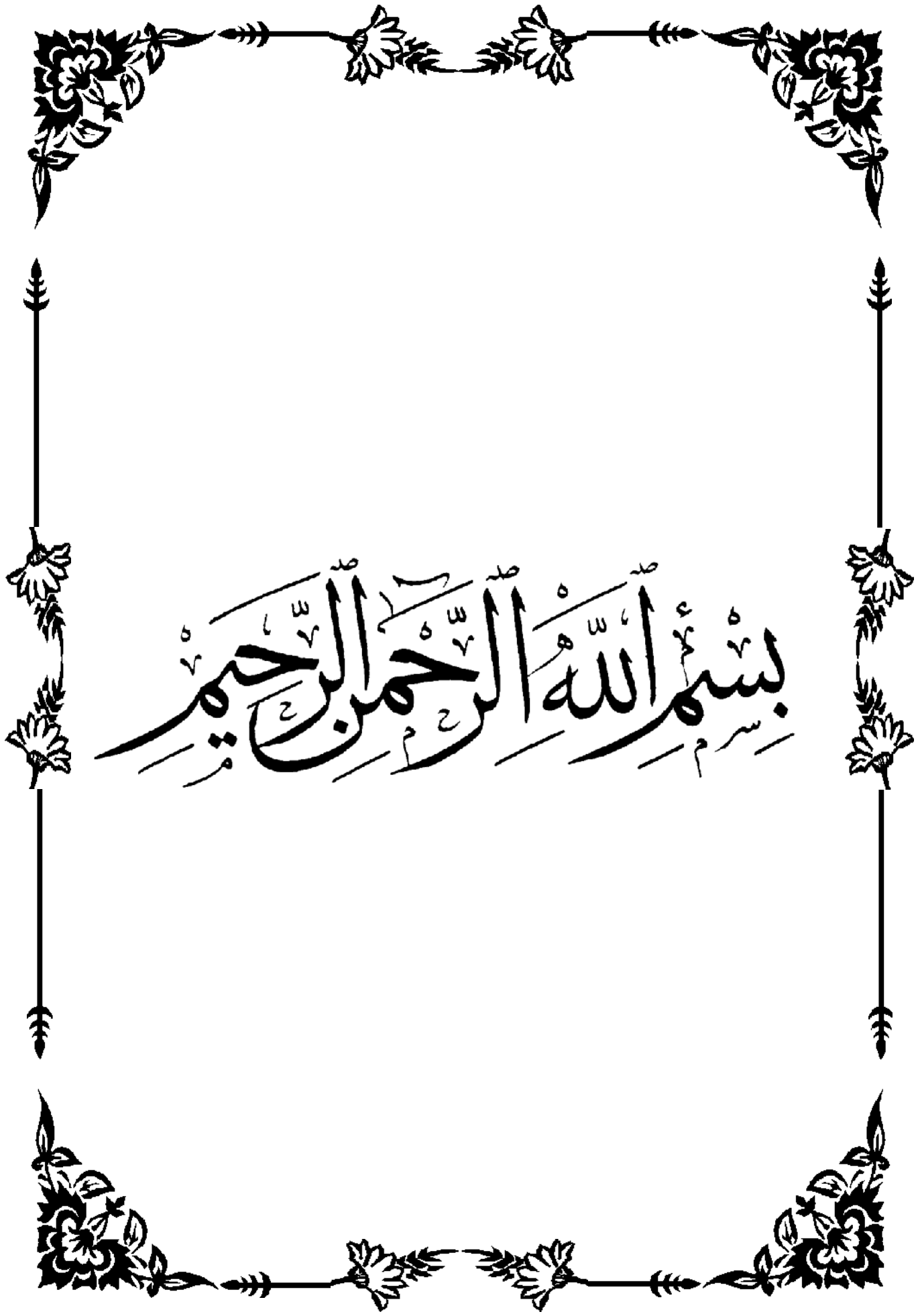
M^elle^ :KAHLIA Amira

M^elle^ :ABDELLAHEL HADJChahra

Encadré par :

Mr. TALAICHE Zoheir

Promotion juin 2016


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement:

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier en premier lieu Dieu Miséricordieux qui

nous a donné la force et la patience d'achever cette mémoire.

Nos plus sincères remerciements et toute gratitude, à :

Monsieur Dr. TALAICHE notre promoteur.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Merci .

Dédicace

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, aidé 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 frèresYagoub .

A mes sœurs Ikrame ,Saliha ,Souhila ,M ouniaet toute la famille.

A mes chers amis Hadjer,anissa,sarahet à tous mes amis

A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail KALACHE

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon threnômeKahliaamira et Baghdadimanel.

CHAHRA

Dédicace

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail

À

Tous ce qui témoigne qu'il n'y a de Dieu qu'Allah et que Mohamed est le prophète de DIEU.

Mes très chers parents…

Mes frères

A Tout la famille

Mes Trinôme Amira ; Chahra et à

Tous mes amis.

Ainsi que Tous mes collègues de l'université et en particulier les étudiants de 2 éme année Master Génie Civil promotion 2016.

« BAGHDADI Manel»

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى:

- **دراسة بناية مكونة من طابق أرضي + سبعة طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء بالمدية**

و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا. II_b

- **مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.**
- **قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:**
  - **القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**
  - **قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.

« ETAPS version 13».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الاساسات

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment (RDC+7), qui sera implanté à MEDEA; cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_b.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **ETAPS version 13** ».

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

Summary :

This project is a study of a building containing a blocs (RDC+7), it will be implanted at MEDEA; this region is classified in the zone of average seismicity II_b

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by a with mixed system gantry-sails

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **ETAPS version 13** ».

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

SOMMAIRE

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviation et symboles

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....1

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE.....1

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment.....1

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....1

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES.....1

I.3.1. Système de contreventement.....1

I.3.2. Planchers.....1

I.3.3. Maçonnerie.....2

I.3.4. L'acrotère.....2

I.3.5. Les escaliers.....2

I.3.6. Infrastructure.....2

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....2

I.4.1. Le béton.....2

I.4.1.1. Résistance du béton.....2

a) Résistance caractéristique à la compression.....2

b) Résistance caractéristique à la traction.....3

I.4.1.2. Module d'élasticité.....3

a) Module d'élasticité longitudinale.....3

b) Module d'élasticité transversale.....3

I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ).....3

I.4.1.4. Contraintes limites.....3

a) Contrainte de cisaillement.....3

b) Contrainte-déformation.....4
I.4.2. Les aciers.....4
I.4.2.1. Types d'acier.....5
I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier.....5
I.4.2.3. Contraintes limites.....5
a) Etat limite ultime (ELU).....5
b) Etat limite de service (ELS).....5

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.1. INTRODUCTION.....12
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....12
II.2.1. Planchers à corps creux.....12
II.2.2. Planchers dalles pleines.....14
II.3EVALUATION DES CHARGES.....14
II.3.1.1. Maçonnerie.....14
Murs extérieurs (double cloison).....15
II.3.2. Plancher terrasse.....15
II.3.3. Plancher courant.....16
II.4.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRE.....17
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....18
II.5.1. Etapes de pre dimensionnement.....18
II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\overline{N}$.....20
II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité.....21
II.5.1.3. Charges permanentes.....21
II.5.1.4. Charges d'exploitation.....26
II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u.....22
II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003.....23
Vérification des sections.....23
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....23

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE.....25
III.1.1. Principe de calcul.....25
III.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....26
III.1.3. Détermination des efforts.....26
III.1.4. Calcul de ferraillage.....26
III.1.4.1. L'état limite ultime (ELU).....27
a) Calcul de l'excentricité.....27
b) Calcul du moment de flexion.....27
c) Calcul des armatures verticales.....28
d) Calcul des armatures de répartition.....29
III.1.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS).....29
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant.....32
III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton.....32
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX.....33
III.2.1. La dalle de compression.....33
III.2.2. Les poutrelles.....35
a). Avant coulage.....35
Vérification de la flèche.....36
Calcul des étaiements.....36
b). Après coulage.....39
Conditions.....39
d'application.....40
Vérification des conditions.....40
a) Type 1 (poutrelle à deux travées).....40
b) Type 2 (poutrelle à quatre travées).....43
Calcul de ferriallge.....45
a) Armatures longitudinales.....45
b) Armatures transversales.....47

Vérification au cisaillement.....48
Vérification de la compression dans la bielle de béton.....48
Vérification préliminaire de la flèche.....48
III.3. LES ESCALIERS.....51
III.3.1. Terminologie.....51
III.3.2. Dimensionnement.....52
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges.....53
III.3.3.1. Charges permanentes.....53
III.3.3.2. Charges d'exploitation.....54
III.3.4. Détermination des sollicitations.....54
III.3.5. Ferraillage.....56
III.3.5.1. Armatures longitudinales.....56
III.3.5.2. Armatures de répartition.....56
III.3.5.3. Vérification de l'espacement.....57
III.3.6. Vérification à l'ELS.....57
III.3.7. Vérification de l'effort tranchant.....57
III.3.8. Vérification de la flèche.....57
III.4. CALCUL DE CONSOLE SOUS PALIER.....59
III.4.1Vérification des prescriptions.....59
III.4.2Calcule des efforts 60
III.4.3. Calcucalcul de Ferraillage …….. 60
a) Vérificationde l'effort tranchant.....61
b)Armatures transversales.....61
III.5.Calcule de la dalle pleine triangulaire.....63
a-dalle pleine triangulaire…….....…63
b-Évaluation des charges …….....……63
c-Combinaison des charges…….....…….63
d-Calcul des efforts internes…….....……63

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....68
IV.2. CARACTERISTIQUS DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE.....69
IV.2.1. Centre de masse.....69
IV.2.2. Centre de torsion.....70
IV.2.3. Excentricité.....72
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique).....72
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle.....72
IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle.....73
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....74
IV.3.1. Introduction.....74
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale.....74
IV.3.2.1. Principe de la méthode.....74
IV.3.2.2. Modélisation.....74
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul.....74
IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique.....76
1- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.....77
2- Vérification de la participation massique.....78
3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....79
4- Vérification de la stabilité au renversement.....81
5- Vérification des déplacements.....86
a) Déplacement inter-étage.....86
6- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....88
7- Vérification de l'effort normal réduit de compression.....108
8- Vérification de cisaillement des éléments.....90
IV.4. CONCLUSION.....92

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION.....93
V.1.1. Combinaisons données par le CBA93.....93

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003.....93
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES.....93
Recommandations du RPA99 version 2003.....93
a) Armatures longitudinales.....93
b) Armatures transversales.....94
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres.....94
V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....95
V.2.1.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA.....97
V.2.1.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants.....99
V.2.2. Ferraillage transversal des poutres.....100
V.2.3. Vérification de la flèche.....101
Conclusion.....102
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....104
V.3.1. Armatures longitudinales.....104
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements.....104
a) Selon le CBA93.....104
b) Selon le RPA99 version2003.....104
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage.....105
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme.....106
Vérification des contraintes à l'E.L.S.....108
V.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant des poteaux.....111
Contrainte de cisaillement.....111
V.3.2. Armatures transversales.....112
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....114
V.4.1. Recommandations selon les règlements.....115
V.4.1.1. Armatures verticales.....115
a) Selon le CBA93.....115
b) Selon le RPA99 version2003.....116
V.4.1.2. Armatures horizontales.....116
a) Selon le CBA93.....116
b) Selon le RPA99 version2003.....116

V.4.1.3. Armatures transversales.....117
Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003).....117
V.4.2. Calcul de ferraillage.....117
V.4.2.1. Armatures verticales.....117
V.4.2.2. Armatures horizontales.....123
V.4.2.3. Armatures transversales.....125
V.4.2.4 LES LINTEAUX 126

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION.....135
VI.2. TYPES DE FONDATIONS.....135
VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL.....135
VI.3.1. Capacité portante du sol.....135
VI.3.2. Ancrage des fondations.....136
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....136
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau.....137
Vérification du chevauchement des semelles.....138
VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux.....138
VI.4.2.1. Dimensionnement.....138
Vérification des contraintes.....140
VI.4.2.2. Ferraillage.....140
a) Armatures principales " A ".....141
b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ ".....141
c) Longueur de scellement " l_s ".....142
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement.....142
VI.4.3. Poutre de libage.....143
VI.4.3.1. Dimensionnement.....143
VI.4.3.2. Ferraillage.....144
a) Armatures longitudinales.....145
Vérification des contraintes à l'E.L.S.....146
b) Armatures transversales.....147

c) Armatures de peau.....147
VI.5. LES LONGRINES.....148
VI.5.1. Dimensionnement.....148
VI.5.2. Ferraillage.....148
VI.5.2.1. Armatures longitudinales.....149
Vérification des contraintes à l'E.L.S.....149
VI.5.2.2. Armatures transversales.....149

Conclusion générale.....150

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....4
Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....5
Figure I.3. Façade principale..... 7
Figure I.4. Façade postérieure..... 8
Figure I.5. Vue en plan du RDC.....9
Figure I.6. Vue en plan des étages.....10
Figure I.7. Coupe A-A.....11

CHAPITRE II

Figure II.1.Coupe du plancher à corps creux.....13.
Figure II.2. Dimensions du corps creux.....13
Figure II.3. Mur double cloison 15
Figure II.4. Composants du plancher terrasse.....16
Figure II.5 Composants du planche courant.....17
Figure II.6. La section réduite du poteau.....20
Figure II.7. Représentation du poteau le plus sollicite.....29
Figure II.8. Schéma du voile.....34

CHAPITRE III

Figure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées).....25
Figure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère.....28
Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère.....33
Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression.....35
Figure III.5. Schéma de la poutrelle avant coulage.....35
Figure III.6. Poutrelle avec un seul étai au milieu.....37

Figure III.7. Poutrelle avec deux étais.....37
Figure III.8. Poutrelle avec trois étais.....38
Figure III.9. Poutrelle avec quatre étais.. …….....38
Figure III.10. Choix des dispositions des étaiements.....39
Figure III.11. Poutrelle à deux travées.....40
Figure III.12. Diagramme des moments de la poutrelle à l'E.L.U..…….....40
Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U.....41
Figure III.14. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.S.....42
Figure III.15. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U.....42
Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U.....42
Figure III.17. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.S.....43
Figure III.18. Poutrelles a quatre travées …….....44
Figure III.19. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) a l'E.L.U.....44
Figure III.20. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelles (type2)a l'E.L.U.....44
Figure III.21. Diagramme des moments de la poutrelle(type 2) a l'E.L.S.....45
Figure III.22. Les section considérées pour le calcul des ferraillage sen travée en appui…....50
Figure III.23. Schéma statique d'une volée d'escalier.....51
Figure III.24. Schéma statique d'une volée d'escalier.....52
Figure III.25. Chargement dans l'escalier à l'ELU.....55
Figure III.26. Diagramme des efforts tranchants et le moment l'escalier à l'ELUet a l'ELS 55
Figure III.27.Schéma statique de la console..... …….....59
Figure III.28. Diagramme des effort tranchants et moments à l'E.L.U et a l'E.L.S. 60
Figure III.29.Ferraillage du consol sous palier……..….....70

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Vue en 3D de la structure.....68
Figure IV.2. Disposition des voiles.....69
Figure IV.3. Inerties des voiles et des poteaux.....71
Figure IV.4. Excentricité théorique.....74

Figure IV.5. Excentricité théorique et accidentelle.....90
Figure IV.6. Comportement du 1er mode.....77
Figure IV.7. Comportement du 2ème mode.....77
Figure IV.8. Comportement du 3ème mode.....78
Figure IV.9. Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.....81
Figure IV.10. Distribution des forces sismiques aux étages..... 82
Figure IV.11. Distribution de la force sismique suivant X.....83
Figure IV.12. Distribution de la force sismique suivant Y.....84

CHAPITRE V

Figure V.1. Disposition des armatures longitudinales des poutres.....98
Figure V.2. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse.. …….....102
Figure V.3. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse.....102
Figure V.4. Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant.....102
Figure V.5. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant.....103
Figure V.6. Ferraillages des poutres secondaires de rive de terrasse.....103
Figure V.7. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de terrasse..... 103
Figure V.8. Ferraillages des poutres secondaires de rive de etage 104
Figure V.9. La zone nodale dans les poteaux.....105
Figure V.10. Ferraillage poteaux 45*45.....113
Figure V.11. Ferraillage poteaux 40*40.....113
Figure V.12. Ferraillage poteaux 35*35.....113
Figure V.13. Ferraillage poteaux 30*30.....113
Figure V.14. Disposition des armatures dans les poteaux.....114
Figure V.15. Désignation des voiles.....115
Figure V.16. Disposition des armatures verticales des voiles.....116
Figure V.17. Disposition des épingles.....126
Figure V.18 La zone de recouvrement des voiles.....126
Figure V.19.Moment et effort tranchants dans les linteaux.....128
Figure V.20.Armatures du linteau selon le RPA99 128

Figure V.21.Ferraillage du voile V1…….....131
Figure V.22.Ferraillage du voile V2…….....132
Figure V.23.Ferraillage du voile V3…….....133
Figure V.24.Ferraillage du voile V4…….....134

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Semelle isolée sous poteau.....137
Figure VI.2. Semelle filante sous poteaux.....139
Figure VI.3. Semelle filante sous voiles.....139
Figure VI.4. La charge répartie sur la poutre de libage.....144
Figure VI.6. Armatures de peau.....148
Figure VI.7. Ferraillage des longrines.....149

Listes des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I -1 : les types d'aciers utilisés et Lens nuances…… …..04

chapitreII : P**ré dimennesionnement des éléments résistants**

Tableau II-1 : Charge permanente du mur double cloison…….15

Tableau II-2 : Charge permanente du plancher terrasse……..16

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher courant …… ……..17

Tableau II-4 pré dimensionnement des poutres……...18

Tableau II-5 : effort normal N pour chaque section de poteau…….……20

Tableau II-6 : Charge permanentes cumulées des surfaces reprises…….……21

Tableau II-7 :charges d'exploitation cumulées des surfaces reptises……..22

Tableau II-8 : vérification de l'effort normal des poteau……..22

Tableau II-9: vérification des sections selon le RPA99 version 2003……..23

CHAPITRE III :C **alcul des élements secondaires**

Tableau III-1 : Évaluation des charges et surcharges sur l'acrotère…….26

Tableau III-2 :les effort exercés sur l'acrotère…….26

Tableau III-3 :les données sur l'acrotère…….……27

Tableau III-4 : Les charges de la poutrelle avant coulage……..….36

Tableau III-5 :les charges de poitrelle avec toris étais avant coulage……..38

Tableau III-6 : différentes sollicitatios dans la poutrelle à 02 travées(ELU)…….40

Tableau III-7 : différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS)……..41.

Tableau III-8 : différentes sollicitatios dans la poutrelle à 02 travées(ELU)…….41

Tableau III-9 : différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS)……..42

Tableau III-10 : moment et efforts tranchants de potrelle (type2)L'ELU……..…...43

Tableau III-11 : moment des poutrelle type 2 à L'ELS……...44

Tableau III-12 : Calcul de ferraillage des poutrelles à L'ELU……..46

Tableau III-13 : vérification poutrelles à L'ELS ……..……...47.

Tableau III-14 :armature longitudinales des poutrelles……..……..47

Tableau III-15 : armature transversales des poutrelles……..48

Tableau III-16 : verificatin préliminaire de la fléche des poutrelles…….49.
Tableau III-17 :verification de la fléche des poutrelles…….49
Tableau III-18 : charge permanente de la paillasse……..…….53
Tableau III-19 : charge parmanenete du palier de repos……...……...54
Tableau III-20 :combinaisons des charges dans l'escalier……...54
Tableau III-21 : sollicitation maxd'escaliers en travée et en appuis…….55
Tableau III-22: caracteristiquede l'escalier et de matériau…….……56
Tableau III-23: section d'armatures longitudinales dans l'escalier…….……56
Tableau III-24 :verification de la section d'armatures…….……56
Tableau III-25 : section d'armatures de répartition dans l'escalier……56
Tableau III-26: verification de ferraillage de l'escalier à L'E.L.S……57
Tableau III-27: verification de la fléché de l'escalier……59
Tableau III-28 : calcul des section d'acier de la console……60
Tableau III-29 :vérification à L'E.L.S……61
Tableau III-30 :calcul de ferraillage des dalles plaines triangulaires……...65
Tableau III-31 : vérification des contrainte de la dalle en travée et sur appuis dans deux sens.66
Tableau III-32 : vérifications au cisaillement……67
TableauIII-33 :vérifications de la flèche……68

CHAPITRE IV :Etude Dynamique

Tableau IV-1 :centre de masse…….……..…..70
Tableau IV-2 : centre de torsion……..……..…71
Tableau IV-3 : Excentricité théorique…….……72
Tableau IV-4 : Excentricité accidentel…….……73
Tableau IV-5: Excentricité tota……..…..73
Tableau IV-6 :justification du coefficient de comportementR suivant X……...75
Tableau IV-7 : facteur de qualité Q……..……76
Tableau IV-8 : comportement des trois premiers modes……..78
Tableau IV-9 : verification de lea participation massique……..……79
Tableau IV-10 :la force sismique parla méthode statique equivalente…….80

Tableau IV-11 :verification de la résultante des forces sismique de calcul……...80
Tableau IV-12 : Distribution de la force sismique suivant x……...83
Tableau IV-13 : distribution de la force sismique suivant y……..……84
Tableau IV-14 : moment de renverssement suivant les deax directions x et y……85
Tableau IV-15 : moment de stabilité suivant les deux directions x et y……...85
Tableau IV-16 :verification de la stabilité au renversement..……86
Tableau IV-17 : Vérification de déplacement inter-etage suivant x……..…..87
Tableau IV-18 : Vérification de déplacement inter-etage suivant y……..87
Tableau IV-19 : verification de l'effet P-Δ suivant x……..……88
Tableau IV-20 : vérification de l'effet P-Δ suivant y…….……89
Tableau IV-21 : vérification de l'effort normal réduit…….89
Tableau IV-22: vérification de cisaillement des poutres ……..…..90
Tableau IV-23 : vérification de cisaillement des poteaux……..……90
Tableau IV-24 : vérification de l'effort tranchant dans les voiles ……91
Tableau IV-25 : vérification de l'effort tranchant dans les voiles……92
Tableau IV-26 : Dimension finales des poutres ……..92
Tableau IV-27 :Dimension finales des poteaux……92

CHAPITRE V :**Ferraillage des élément strecturaux**

Tableau V-1 : les données de calcul…….……93
Tableau V-2 :F erraillage longitudinal des poutres principales(30*40)……..94
Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales(30*50)……..95
Tableau V-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires(30*30)…….95
Tableau V-5 : Vérification des contarintes à L'E.L.S des poutres principales……96
Tableau V-6 : Vérification des contarintes à L'E.L.S des poutres secondaires…….96
Tableau V-7 :vérification des poutres principales selon le RPAet CBA pour les poutres de rive(30*50)..97
Tableau V-8 :vérification des poutres principales selon le RPAet CBA pour les poutres de rive(30*50)
Tableau V-9 : vérificationdes poutres secondaireselon le RPAet CBA……..……..98

Tableau V-10 : calcul de la contrainte de cisaillement admissible τu
Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutre principales…..99
Tableau V-12 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutre secondaires……99
Tableau V-13 : calcul des armatures transvesales et leurs espacement……100
Tableau V-14 : Vérifications préliminaire de la fléche des poutres……..……101
Tableau V-15 : Vérification de la fléche des poutres principales……..101
Tableau V-16 : : Vérification de la fléche des poutres secondaires….……101
Tableau V-17 : ferraillage des poteau…….……...107
Tableau V-18 : Vérification des poteau a ……..……...109
Tableau V-19 :Vérification des contraites de cissaillement des poteaux …….111
Tableau V-20 :ferraillage transversal des pot……..112
Tableau V-21 :les données de cal……..……117
Tableau V- 22 : calculdes armatures verticales des voiles……....118
Tableau V-23: Vérification des contraintes à L'E.L.S……..119
Tableau V-24: Vérificationselon les reglement CBA 93 et RPA 99 version 2003…...121
Tableau V-25: calcul des armatures horizontal des voiles…….124
Tableau V-26 :determination de la sollicitation de calcul des linteaux……..129
TableauV-27 :calcul d'armatures longitudinales et transversales des lintaeux……..129

CHAPITRE VI :Calcul des fondation

Tableau VI-1 :Dimensionnement des semelles isolés…….133
Tableau VI-2: Dimensionnement des semelles sous voiles et poteaux……..……....136
Tableau VI-3: Vérification des contraites des semelles filantes…….136
Tableau VI-4: armatures praicipale des semelles filantes…….……..137
Tableau VI-5 :armatures de répartition des semelles filantes…….138
Tableau VI-6: Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes…….138
Tableau VI-7 :vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes……139
Tableau VI-8: dimensionnement de le poutre de libage…….……140
Tableau VI-9 :chargement de la poutre de libage……..……...141
Tableau VI-10: calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……..142
Tableau VI-11: Vérification des contraites à L'E.L.S…….143
Tableau VI-12: Armature transversales de la poutre de libage……143

Liste des abréviations et symboles :

- *A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.*
- A_t *: Section d'armatures transversales.*
- *B : Aire d'une section de béton.*
- *ø : Diamètre des armatures, mode propre.*
- φ *: Angle de frottement.*
- *Q : Charge d'exploitation.*
- γ_s *: Coefficient de sécurité dans l'acier.*
- γ_b *: Coefficient de sécurité dans le béton.*
- σ_s *: Contrainte de traction de l'acier.*
- σ_{bc} *: Contrainte de compression du béton.*
- $\overline{\sigma}_s$ *: Contrainte de traction admissible de l'acier.*
- $\overline{\sigma}_{bc}$ *: Contrainte de compression admissible du béton.*
- τ_u *: Contrainte ultime de cisaillement.*
- τ *: Contrainte tangentielle.*
- β *: Coefficient de pondération.*
- σ_{sol} *: Contrainte du sol.*
- σ_m *: Contrainte moyenne.*
- *G : Charge permanente.*
- ξ *: Déformation relative.*
- V_0 *: Effort tranchant a la base.*
- *E.L.U : Etat limite ultime.*
- *E.L.S : Etat limite service.*
- N_{ser} *: Effort normal pondéré aux états limites de service.*
- N_u *: Effort normal pondéré aux états limites ultime.*
- T_u *: Effort tranchant ultime.*
- *T : Effort tranchant, Période.*
- S_t *: Espacement.*
- λ *: Elancement.*
- *e : Epaisseur, Indice des vides.*
- *F : Force concentrée.*
- *f : Flèche.*
- $\bar{f}$ *: Flèche admissible.*
- *D : Fiche d'ancrage.*
- *L : Longueur ou portée.*
- L_f *: Longueur de flambement.*
- *W : Teneur en eau, Poids total de la structure.*

- S_r *: Degré de saturation.*
- *d : Hauteur utile.*
- F_e *: Limite d'élasticité de l'acier.*
- M_u *: Moment à l'état limite ultime.*
- M_{ser} *: Moment à l'état limite de service.*
- M_t *: Moment en travée.*
- M_a *: Moment sur appuis.*
- M_0 *: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.*
- *I : Moment d'inertie.*
- f_i *: Flèche due aux charges instantanées.*
- f_v *: Flèche due aux charges de longue durée.*
- I_{fi} *: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.*
- I_{fv} *: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.*
- *M : Moment, Masse.*
- E_{ij} *: Module d'élasticité instantané.*
- E_{vj} *: Module d'élasticité différé.*
- E_s *: Module d'élasticité de l'acier.*
- *P : Rayon moyen.*
- f_{c28} *: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.*
- f_{t28} *: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.*
- F_{cj} *: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.*
- δ *: Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.*
- *Y : Position de l'axe neutre.*
- I_0 *: Moment d'inertie de la section totale homogène*

Introduction générale :

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux couts des matériaux de construction , qui ont tendance a augmenter , pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité /prix .

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assuré par le système de contreventement de cette dernier . pour les structure en béton armé ,ce système est constitué par des voiles et des portiques ou deux en même temps .

Le règlement parasismique algérien évalue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modification et les rectifications a apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structure en matière de stabilité sous forme de lois .

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+7 implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIb) le bâtiment est constituée par des portiques contreventé par des voiles en béton armé . pour ce faire , nous procéderons comme suit :

1- Premier étape portera sue la présentation complété du bâtiment ; la définition des éléments et le choix des matériaux utiliser
2- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectent la structure et la pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment .
3- La troisième étapes sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère , l'escalier ,les poutrelles et les dalles pleine).
4- La quatrième étape consiste a l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales)
5- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres , poteaux , voiles).
6- La sixième étape sera le calcul des fondation (type , dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I :

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment en (R+7) dont le système de contreventement est assuré par des voiles plus portique (mixte) à usage d'habitation .Il sera implanté à BENI SLIMANE willaya de *MEDEA* zone de moyenne séismicité *(ZONE IIb)*, selon la classification et conformément au *RPA99 version 2003*.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1.Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur total du bâtiment : **L=24,48m**
- Largeur du bâtiment : **L = 24,48m**

I.2.2.Dimension en élévation du bâtiment :

- La hauteur totale : **H= 25,38m**
- La hauteur d'étage courant **: h_e= 3,06m**
- La hauteur du RDC : **h_e=3,06m**

I.3. Caractéristique structurelles :

I.3.1. Système de contreventement :

La hauteur du bâtiment dépasse 11 m, ce qui nécessite la disposition des voiles (selon le **RPA 99**) pour stabiliser le bâtiment.alors le système de contreventement est mixte (portique+ voiles)

I.3.2. Planchers :

Nous proposons (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure et isolation , notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Les murs Extérieurs** *:* ils sont constitués de deux rangées de brique de 10 cm creuse séparées par une l'âme d'air de 10cm d'épaisseur (ép. total =30cm).

- **Les murs Intérieurs** *:* constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entoure d'un acrotèreconçu en voile de *10cm* d'épaisseur et de *60 cm*de hauteur.

I.3.5. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volée.

I.3.6. L'infrastructure :

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

I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé(CBA93).

I.4.1.Béton

Le béton est constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII 42,5 de 350Kg/m^3ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction égale à f_{t28}=2.1 MPa.

I.4.1.1. Résistance du béton :

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}.

a) Résistance caractéristique à la compression: ►►CBA93 Art [A.2.1.1.1.] ◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } ; f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } ; f_{c28} > 40MPa$$

b) Résistance caractéristique à la traction : ►►CBA93 Art [A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} (f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.4.1.2. Module d'élasticité :

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{i28} = 32164.195$ MPa .►►CBA93 Art [A.2.1.2.1] ◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{vj} = 10721.40$ MPa. ►►CBA93 Art [A.2.1.2.2] ◄◄

b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+v)}$$

I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ) : ►►CBA93 Art [A.2.1.3] ◄◄

$$\upsilon = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l} = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Racourcissement relatif longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Allongement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\upsilon = 0.2$ Pour le calcul des déformations (ELS)

$\upsilon = 0$ Pour le calcul des sollicitations (ELU)

I.4.1.4. Contraintes limites :

a) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

  $\tau_u = \text{Min}[0.1\, f_{c28}\,; 3\text{ MPa}]$ Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 2.50$ MPa

- Fissuration peu nuisible :

  $\tau_u = \text{Min}[0.13\, f_{c28}\,; 4\text{ MPa}]$ Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 3.25$ MPa

b) contrainte-déformation: ►► CBA93 Art [A.4.3.4.1] ◄◄

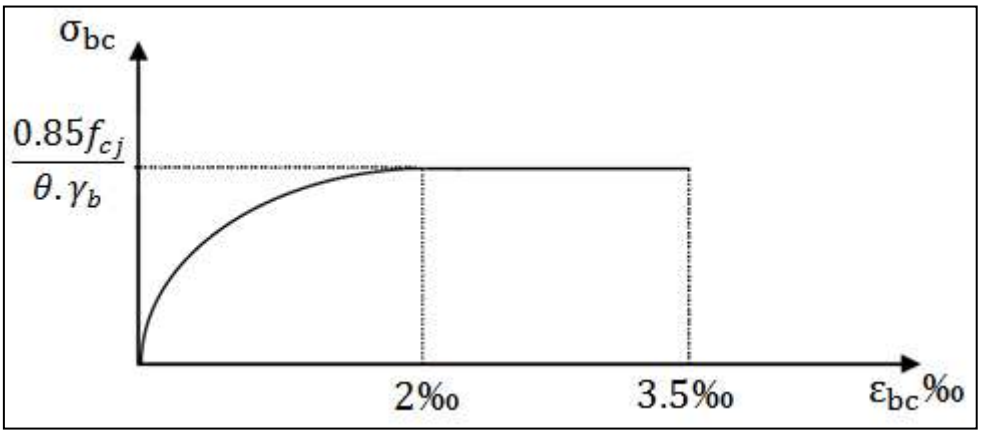


Figure I.1.*Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU*

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta . \gamma_b}$$

Avec :

γ_b: Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$Pour une situation durable ;

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

$\theta = 1$Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures;
$\theta = 0.9$Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures;
$\theta = 0.85$Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2.acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants :

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

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	f_e **(MPa)**
Barre rond lisse	Armatures transversales	Fe E215	T6 et T8	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	T ≥ 8	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	T6	520

I.4.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►► CBA93 Art [A.2.2.1] ◄◄

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

I.4.2.2. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

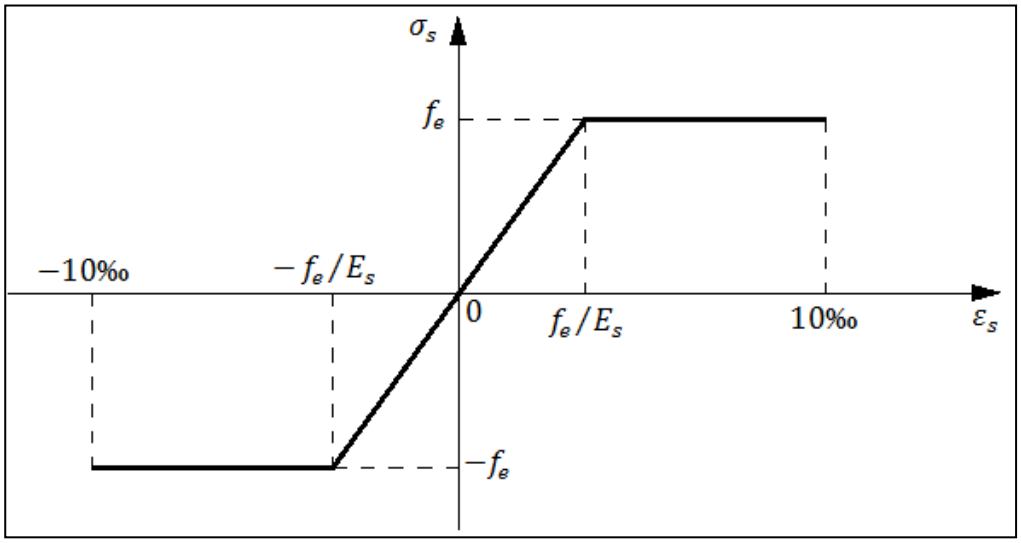


Figure I.2.*Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU*

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

f_e: Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s: Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{(Situation durable)} \\ \gamma_s = 1 & \text{(Situation accidentelle)} \end{cases}$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[2f_e/3\,;\,110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$(MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[f_e/2\,;\,90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$(MPa)

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés} \end{cases}$$

.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTENTS

II.1.Introduction :

La phase de prédimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des Fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

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

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au Moment des études dynamiques.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

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

- ❖ participé à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- ❖ Supporter les charges et les surcharges d'exploitation du bâtiment.
- ❖ La sécurité contre l'incendie.
- ❖ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

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

II.2.1. Planchers à corps creux :[01]

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivantes imposées par les règles CBA93.

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

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

h_t : L'épaisseur du plancher

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée a nus des appuis).

Pour notre bloc, $L = 430cm$

$$\frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20} \quad \Rightarrow \quad 17.2\ cm \leq h_t \leq 21.5\ cm$$

$$h_t \geq \frac{430}{22.5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq 19.11\text{cm}$$

On adopte : $h_t = 20$ cm

$h_t = d + e$: L'épaisseur du corps creux

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$$\Rightarrow h_t = (16 + 4)\text{ cm}$$

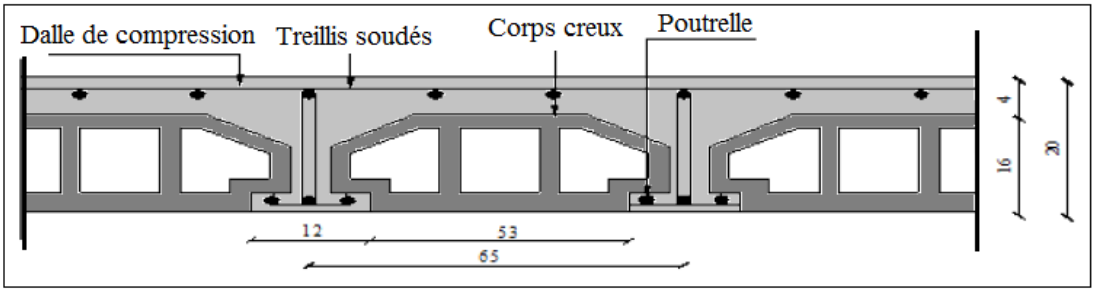


Figure II.1.*Coupe du plancher à corps creux*

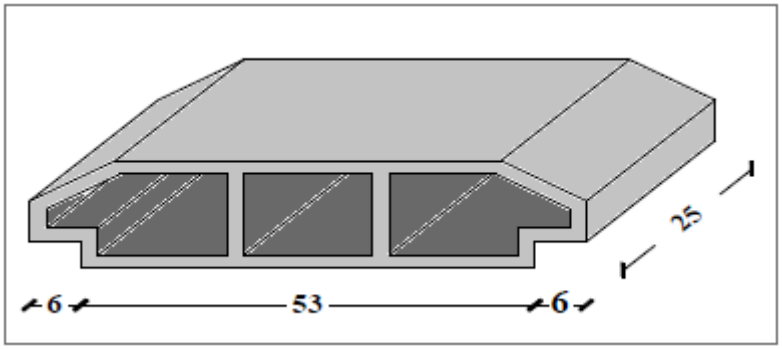


Figure II.2.*Dimensions du corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- **Conditions de Résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : (Lx/45) <e< (L x /40)

Dalle reposant sur deux appuis : (Lx / 35) < e< (Lx / 30).

Où:

h : épaisseur de la dalle.

Lx : étant la plus grande portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée Lx<4,60 m

On aura donc : (Lx/45) <e< (L x /40)

Donc on a :10.22 cm< e<11.5cm Donc,

on prend : e<10cm

- **Résistance au feu :**

Selon les règles « CBA 93 »le résistance au feu doit être :

Un dalle de (h = 7cm) : pour assurer un coupe - feu d'une heure.
Un dalle de (h = 11cm) : pour assurer un coupe -feu de deux heures.
On prend e=15

- **Condition d'isolation phonique (acoustique):**

Selon les règles « CBA 93 » l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à 15cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.
Il faut que : h ≥ 15cm.
Donc, on prend : e=15cm

Condition d'isolation phonique (acoustique) : h = 15 cm

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

II.3.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.2.*Charge permanente du mur intérieur*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
TOTAL				**1.62**

Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II-1 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.52**

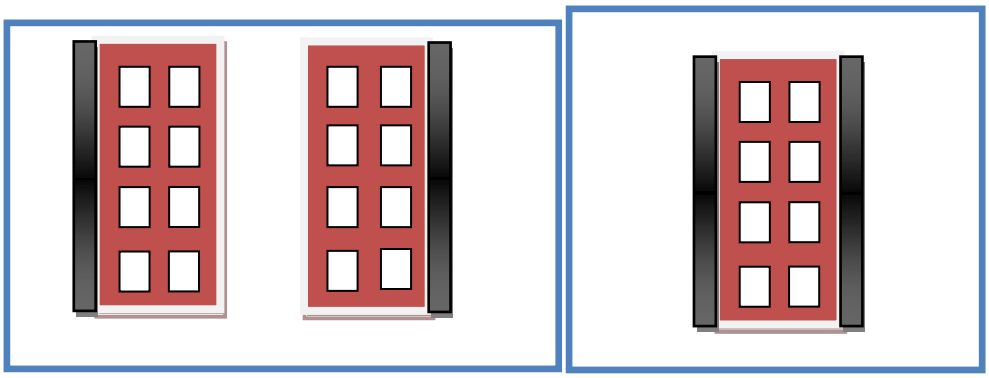


Fig.II.3. Mur double et simple cloison.

II.3.2. Plancher terrasse inaccessible :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II-2 : Charge permanente du plancher terrasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polygame	-	-	0.01
6	Plaque de polyéthylène	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	-	-	0.06
8	Plancher corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.40**

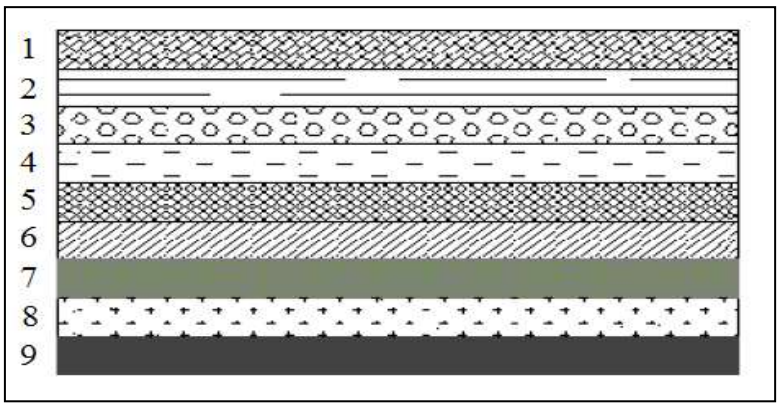


Figure II-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher courant

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	6	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	-	1.62
TOTAL				**6.00**

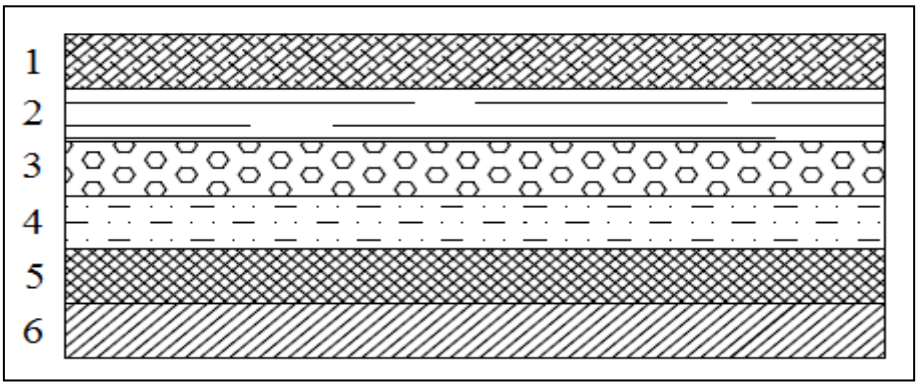


Figure II-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :

- Etage courant : $Q = 1.5\ KN/m^2$

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : [01]

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 porteurs (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles CBA93.

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

L : La longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée aux nusd'appui.

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

Tableau II.4.*Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	$L = 480$ cm $\Rightarrow 32cm \leq h \leq 48cm$ On adopte : $h = 40cm$ $\Rightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$ On adopte : $b = 30cm$	$L = 430$ cm $\Rightarrow 28.66cm \leq h \leq 43cm$ On adopte : $h = 35cm$ $\Rightarrow 10.5cm \leq b \leq 24.5cm$ On adopte : $b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30cm \geq 20cm$ $h = 40cm \geq 30cm$ $h/b = 1.33 \leq 4.0$ Conditions vérifiées	$b = 30cm \geq 20cm$ $h = 35cm \geq 30cm$ $h/b = 1.17 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 40)cm^2$
- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : [01]

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

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges exploitation à l'état limite ultime$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$, et selon le (CBA93 Art B.8.11), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne :$N_u^* = 1{,}1\ N_u$.

II.5.1.Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de l'effort normal $\bar{N}$que peut le supporter le poteau;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

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

$$N_u \leq \alpha\left(\frac{B_r \cdot f_{C28}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right) = \bar{N}$$

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \lambda = \dfrac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0.7\, l_0 \end{cases}$$

λ: L'élancement mécanique.

i: Rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

Dans notre projet, $l_0 = 3.06\text{m}$ pour tous les étages.

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

I : Moment d'inertie du poteau;

b : Largeur du poteau.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad \Rightarrow \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$f_{C28} = 25\ MPa$; $f_e = 400\ MPa$; Situation durable : ($\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$)

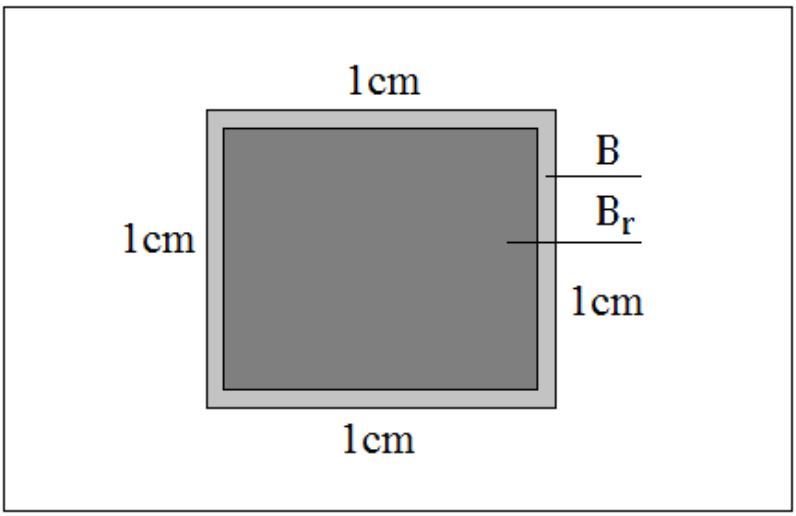


Figure II.6.*La section réduite du poteau*

II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\overline{N}$:

Tableau II.5. *Effort normal $\overline{N}$ pour chaque section de poteau*

Niveau	***B* (mm^2)**	***B_r* (mm^2)**	λ	α	***A_s* (mm^2) =B/1000**	$\overline{N}$ ***(KN)***
7éme	*300*300*	*78400*	*24.88*	*0.771*	*90*	1143,513
6éme	*300*300*	*78400*	*24.88*	*0.771*	*90*	1143,513
5éme	*350*350*	*108900*	*21.18*	*0.791*	*122,5*	1642,070
4éme	*350*350*	*108900*	*21.18*	*0.791*	*122 ,5*	1642,070
3éme	*400*400*	*144400*	*18,60*	*0.804*	*160*	2194,699
2éme	*400*400*	*144400*	*18.60*	*0.804*	*160*	2194,699
1er	*450*450*	*184900*	*16,46*	*0.813*	*202,5*	2841,035
RDC	*450*450*	*184900*	*16.46*	*0.813*	*202,5*	2841,035

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité situé au milieu du bloc, c'est un poteau intermédiaire.

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = 4.6 \times 3.35 \quad \Rightarrow \quad S_{totale} = 15{,}41 m^2$

$S_{plancher} = (1.6 + 1.75 - 0{,}30) \times (2.05 + 2.55 - 0{,}30) \Rightarrow S_{plancher} = 13{,}115 m^2$

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

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

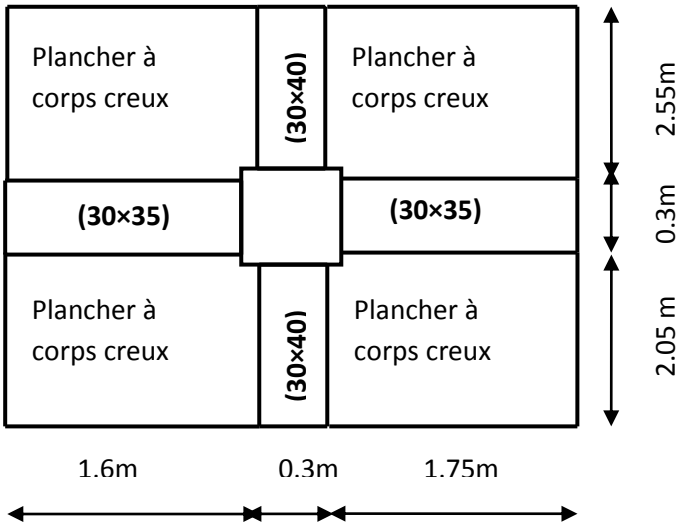


Figure II.7 représentation du poteau le plus sollicité

II.5.1.3. Charges permanentes :

Tableau II.6.*Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

étage	$G_{plancher}$(KN)	G_{pot}(KN)	G_{pp}(KN)	G_{ps}(KN)	G(KN)	G_{cum}(KN)
7	83,936	6,88	14,4	11.29	116,506	116.506
6	78,69	6,88	14,4	11.29	111.26	220,906
5	78,69	9,37	14,4	11.29	120.63	331,226
4	78,69	9,37	14,4	11.29	120.63	441,546
3	78,69	12,24	14,4	11.29	116.62	554,736
2	78,69	12,24	14,4	11.29	116.62	667,926
1	78,69	15,49	14,4	11.29	119.87	784,366
RDC	78,69	15,49	14,4	11.29	119.87	900,806

II.5.1.4. Charges d'exploitation :

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

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

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$)

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

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q6 + Q7 = 1.5\ kN/m^2$ (étage courant)

Tableau II.7.*Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Niveau	**7ème**	**6ème**	**5ème**	**4ème**	**3eme**	**2eme**	**1er**	**RDC**
Q (kN)	15.41	38.52	59.32	77.82	94.00	107.87	119.42	128.67

II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q \quad , \quad N_u^* = 1.1\ N_u$$

Tableau II.8.*Vérification de l'effort normal des poteaux*

Niveau	$G_{cumulé}$(KN)	$Q_{cumulé}$(KN)	N_u(KN)	N_u^*(KN)	$\overline{N}$ (KN)	$N_u^* \leq \overline{N}$
7éme	116.506	15,41	175,767	193,344	1143,513	cv
6éme	22O,900	38,52	355,995	391,594	1143,513	cv
5éme	331,226	59,32	536,135	589,748	1642,070	cv
4éme	441,546	77,82	712,816	784,098	1642,070	cv
3éme	554,736	94,00	889,895	978,884	2194,699	cv
2éme	667,926	107,87	1063,505	1169,85	2194,699	cv
1er	784,366	119,42	1238,024	1361,826	2841,035	cv
RDC	900 ,806	128,67	1409,093	1550,002	2841,035	cv

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes.

II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :[02]

Vérification des sections :

Tableau II.9.*Vérification des sections selon le RPA99 version2003*

Conditions	Vérification	Remarque
$\mathbf{min}\ (\mathbf{b_1}, \mathbf{h_1}) \geq \mathbf{30cm}$ $\mathbf{min}\ (\mathbf{b_1}, \mathbf{h_1}) \geq \mathbf{h_e/20}$ $\mathbf{1/4 < b_1/h_1 < 4}$	6ème, 7ème étage : $\min(b_1, h_1) = 30cm \geq 25$ $h_e/20 = 306 - 40/20 = 13.3cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	4ème et 5eme étage : $\min(b_1, h_1) = 35cm \geq 25$ $h_e/20 = 306 - 40/20 = 13.3cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	2emeétage et 3eme: $\min(b_1, h_1) = 40cm \geq 25$ $h_e/20 = 306 - 40/20 = 13.3cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	RDC et 1ere : $\min(b_1, h_1) = 45cm \geq 25$ $h_e/20 = 306 - 40/20 = 13.35cm$ $b_1/h_1 = 1$	C.V

II.6. Pré- dimensionnement des voiles :[02]

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés surtout à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal, et reprendre une partie des charges verticales. Selon le RAP 99 et modifié 2003, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e des conditions de rigidité extrémité du voile. Le pré-dimensionnement se fera selon les conditions suivantes :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $l \geq 4a$ Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

-L'épaisseur des voiles doit-être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a : $e = \text{Max}(h_e/25, h_e/22, 15) \rightarrow$ e = Max (12,24 ; 13,90 ; 15) cm

On prend : a = 15cm

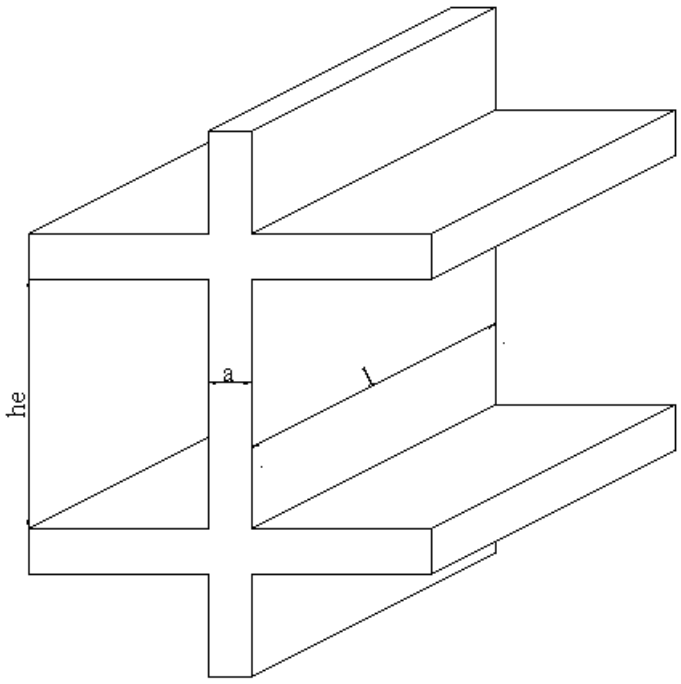


Figure. II.8 : Schéma du voile

CAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTER :

L'acrotère est un élément en béton armé placé au périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de former un écran de protection contre la chute des personnes, et de former un support permettant l'accrochage des échafaudages, la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

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.

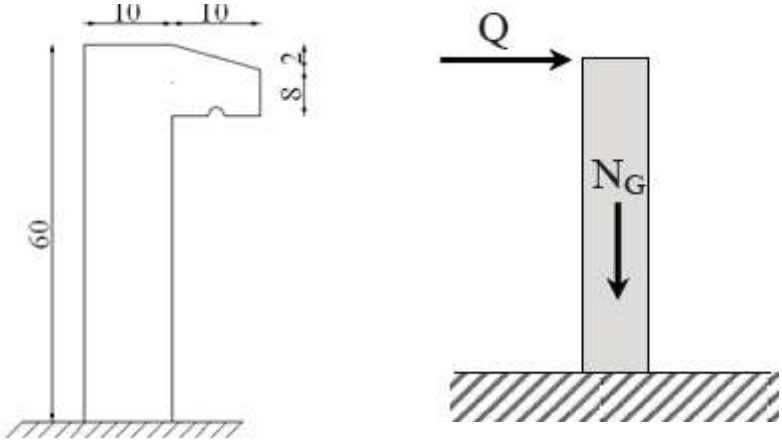


Figure III.1. Acrotère (dimensions et charge exercées)

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :[03]

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

Charges permanentes	$S = \left[(0{,}1x0{,}6)+(0{,}1x0{,}08)+\frac{(0{,}1x0{,}02)}{2}\right] = 0{,}069cm^2$ ***Poids propre de l'acrotère :*** $G = \rho_b xS = 25x0{,}069 = 1{,}725kN/ml$ ***Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³) :*** $G = \rho_{ci} xexP_{cme} = 14x0{,}02x(60+10)x2.10^{-2} = 0{,}392kN/ml$ $\mathbf{G = 2.117\ kN/ml}$
Charges d'exploitation	$Q = 1$ kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :[03]

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

	ELU	**ELS**
Effort normal	$N_u = 1.35\ G = 2.857$ kN	$N_{ser} = G = 2{,}117$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

III.1.4. Calcul de ferraillage :

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

Tableau III.3.*Les données sur l'acrotère*

Dimensions	**Résistances**	**Longueurs de flambement**	**Sollicitations**
$b = 100$ cm	$f_{c28} = 25$ MPa	$l_0 = 0.60$ m	$N_u = 2.875$ kN
$h = 10$ cm			$M_u = 0.9$ kN.m
$C_1 = 2.5$ cm	$f_e = 400$ MPa	$l_f = 1.2$ m	$N_{ser} = 2{,}895$ kN
$C_2 = 2.5$ cm			$M_{ser} = 0.6$ kN.m

III.1.4.1. L'état limite ultime (ELU) :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.895} = 0.31479\ m \quad \Rightarrow \quad e_0 = 31.47\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

b) Calcul du moment de flexion :

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - C_2\right) = 31.47 + \left(\frac{10}{2} - 2.5\right) \quad \Rightarrow \quad e = 33.97\ cm$$

$$M_1 = N_u * e = 2.859 * 0.3397 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.971\ kN.m$$

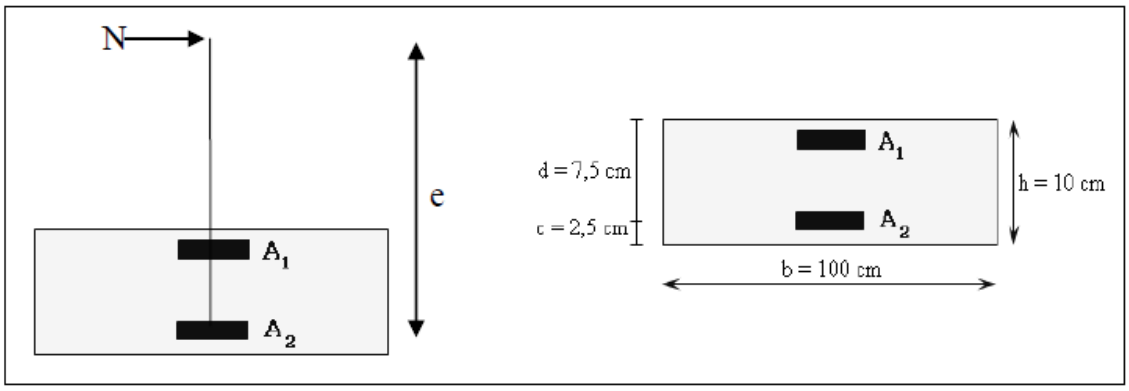


Figure III.2.*Section de béton armé dans l'acrotère*

c) Calcul des armatures verticales :

le calcul se fait en flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 14.17 MPa$$

$$\mu = \frac{0.971 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 75^2} \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.012$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = A_1{}' = 0 \ ; \ \beta = 0.994$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\overline{\sigma_s}.\beta.d}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{0.971 \times 10^6}{348 \times 0.994 \times 1000} \quad \Rightarrow \quad A_1 = 37.44 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

N : effort normal de compression.

$$A = 37.44 - \frac{2.859 \times 10^3}{100 \times 348} \quad \Rightarrow \quad A = 37.36 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0.37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.37 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq S_{min} = \min[3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad CV$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

d) Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_{rép} = 60/4 = 15 \text{ cm} \leq S_{min} = \min[4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \quad (C.V)$$

On adopte : $S_{rép} = 15 \text{ cm}$

III.1.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.117} = 0.2834 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_0 = 28.34 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

On doit vérifier cette inégalité :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2}$$

Avec :

$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) \Rightarrow \quad B_0 = 1060.3\ cm^2$

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1C_1 + A_2d)\right] \quad \Rightarrow \quad \upsilon_1 = 5\ cm$$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 10 - 4.89 \quad \Rightarrow \quad \upsilon_2 = 5\ cm$

$$I'_G = \frac{b}{3}({\upsilon_1}^3 + {\upsilon_2}^3) + 15[A_1(\upsilon_1 - C_1)^2 + A_2(\upsilon_2 - C_2)^2] \quad \Rightarrow \quad I'_G = 8710.21\ cm^4$$

$$M'_G = N_{ser} \cdot CG' \quad \Rightarrow \quad \frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$$

$$CG' = CG + GG' = e_0 - \left(\frac{h}{2} - C\right) + \left(\upsilon_1 - \frac{h}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad CG' = 31.54\ cm$$

$$\Rightarrow \quad \frac{M'_G}{N_{ser}} = 28.34\ cm > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2} = 1.64\ cm \quad (C.V)$$

Alors, on a une section partiellement comprimée

Il faut vérifier ces conditions : (fissuration préjudiciable)

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 \quad ; \quad k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} \quad ; \quad y_1 = y_2 + C \quad ; \quad \sigma_s = 15\ k(d - y_1)$$

On va calculer y_2 à l'aide de cette équation :

${y_2}^3 + p \cdot y_2 + q = 0$ ..... (*)

y_2 : la distance entre le centre de pression C et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - C') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - C')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "C", et puisque "N" est un effort de compression, donc :

$$C = \frac{h}{2} - e = -23.34 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} p = -1700.907 \text{ cm}^2 \\ q = -26675.519 \text{cm}^3 \end{cases}$$

Donc, l'équation devient : $y_2{}^3 - 1700.907\, y_2 + 26675.519 = 0 \ldots\ldots (*)$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -17434532.1 < 0$$

$$\cos(\varphi) = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.987 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 170.75°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 47.62 \text{ cm}$$

Les racines de l'équation sont :

$$\begin{cases} y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 47.55 \text{ cm} \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -25.86 \text{ cm} \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 21.73 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < (y_1 = y_2 + C) < d$$

y_1: Distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc :

$$y_2 = 25.86 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad y_1 = 25.86 - 23.34 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 2.52 \text{ cm}$$

$$S_{XX'} = \frac{1}{2} b \cdot {y_1}^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)] \quad \Rightarrow \quad S_{XX'} = 167.976 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} = \frac{1760}{34175} \quad \Rightarrow K = 0.0126 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.0126 \times 25{,}2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 0{,}317 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.0126 \times (75 - 25{,}2) \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 13.69 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.67\,;\ 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 201.63\right] \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0{,}317 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \qquad (C.V)$$

$\sigma_s = 13{,}69\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 202\ \text{MPa}$ (C. V)

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} \Rightarrow F = -11.83\ \text{kN}$$

$F < 0$, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} \Rightarrow \tau_u = 0.02\ \text{MPa}$$

$\overline{\tau} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ \text{MPa}\right] = 2.5\ \text{MPa}$ (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0.02\ \text{MPa} < \overline{\tau} = 2.5\ \text{MPa}$ (C. V)

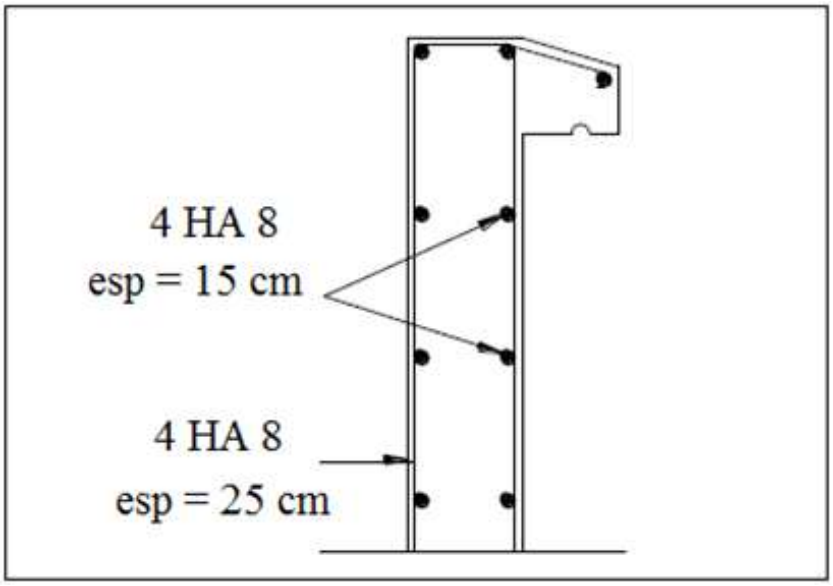


Figure III.3.*Ferraillage de l'acrotère*

III.2.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage.
- 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, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : a1≤20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : a2≤33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \quad 200/fe(MPa) \qquad \text{si} \quad L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} \geq 0.02.L.\dfrac{200}{f_e} = \dfrac{4.L}{f_e} \text{ Si} \quad 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50cm ≤ (L=65cm) ≤ 80cm ⇒0.5 cm² /ml

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e}$$

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

$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ =0.25 cm²/ml

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,cm^2$,

esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,cm^2$,

esp = 25 cm

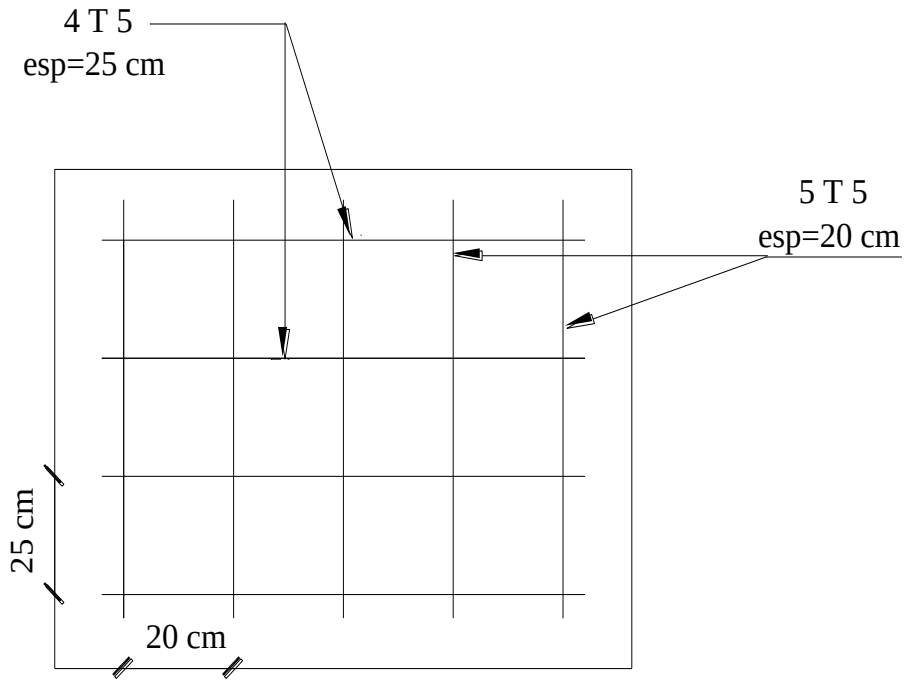


Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression

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 = 0,65*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.

a. Avant coulage :

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

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

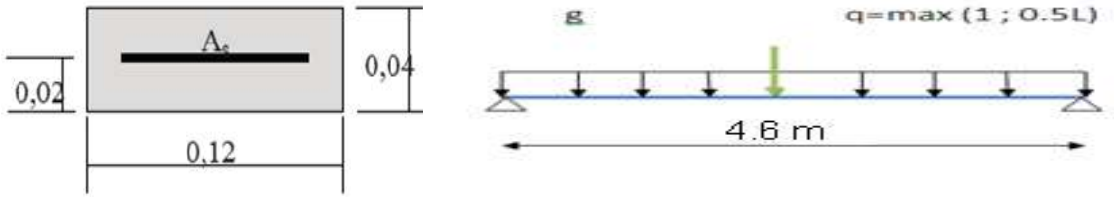


Figure III.5. Schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III.4.les charges de la poutrelle avant coulage

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.10	2.05	Poids du poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25=0.12	0.65*1=0.65
		0.77	

Vérification de la flèche :

$$f \max \leq f \qquad avec : \quad f = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$L = 4.6 \qquad f = \frac{460}{500} = 0.92\ cm \qquad fmax = \frac{5GL^4}{348EI} + \frac{Q\,L^3}{48EI}$$

$f$max=44.464 cm $\leq f$ =0.92 cm (C.N.V)

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

- **Calcul des étaiements :**

Les étaiements sont des appuis, ils aident la poutrelle à supporter les charges avant le coulage. On peut déterminer le nombre d'étaiements à partir de calcul du moment, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

a) Pour un seul étai au milieu :

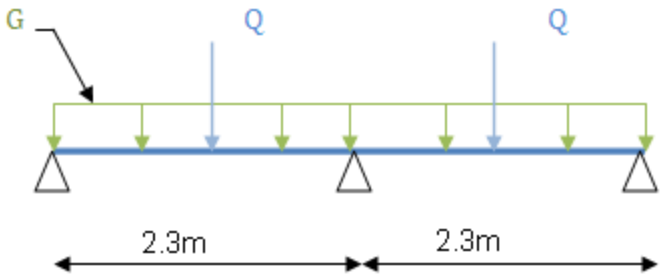


Figure III.6. Poutrelle avec un seul étai au milieu

Q=max (1kN ; 0.5L)=1.15 KN

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

$$fmax = \frac{5 * 0.77 * 4.6^4}{348 * 32164.2 * 4.6 * 10} + \frac{2.3 * 4.6^3}{48 * 32164.2} = 2.779$$

$$fmax = 2{,}779cm \leq f = 0.46cm \quad cnv$$

Conclusion :

Un étai n'est pas suffisant, on ajoute un autre étai et on vérifie.

a) Pour deux étais :

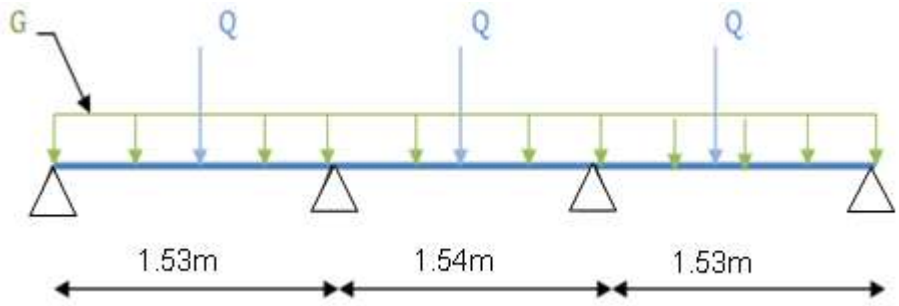


Figure III.7. Poutrelle avec deux étais

Q=max (1kN; 0.5L)=0.69 =1 kN

$$fmax = 0.634cm \quad \leq f = 0.306cm \quad cnv$$

Conclusion :

Deux étais ne sont pas suffisants, on ajoute un autre étai et on vérifie.

a) Pour trois étais :

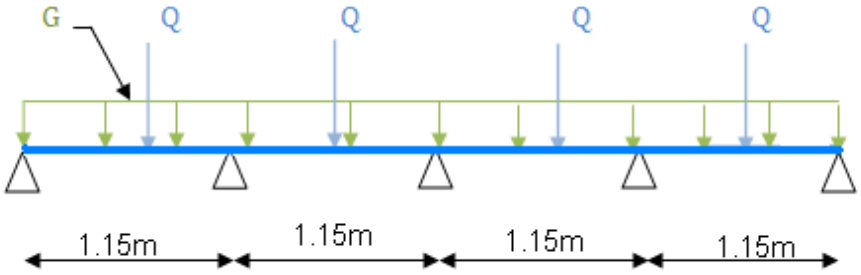


Figure III.8. Poutrelle avec trois étais

Q=max (1kN ;0.5L)=0.575 =1 kN

$$fmax = 0.239cm \quad \leq f = 0.23cm \quad cnv$$

b) Pour quatre étais :

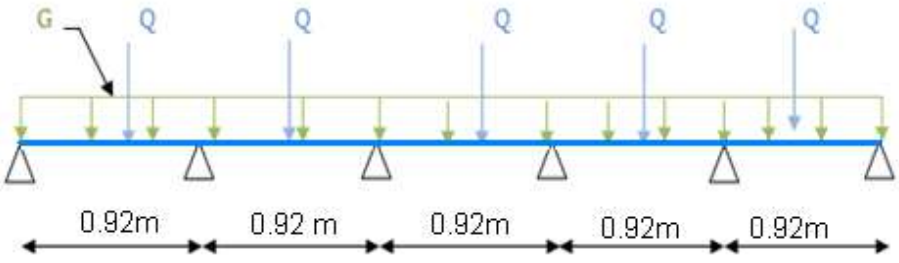


Figure III.9. Poutrelle avec quatre étais

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

Tableau III.5.*Les charges de la poutrelle avec trois étais avant coulage*

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)
0,92	1.00	0.77

Q=max (1kN ;0.5L)=0.46 =1 kN

$$fmax = 0.113 \quad \leq f = 0.184 \quad cv$$

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 100cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

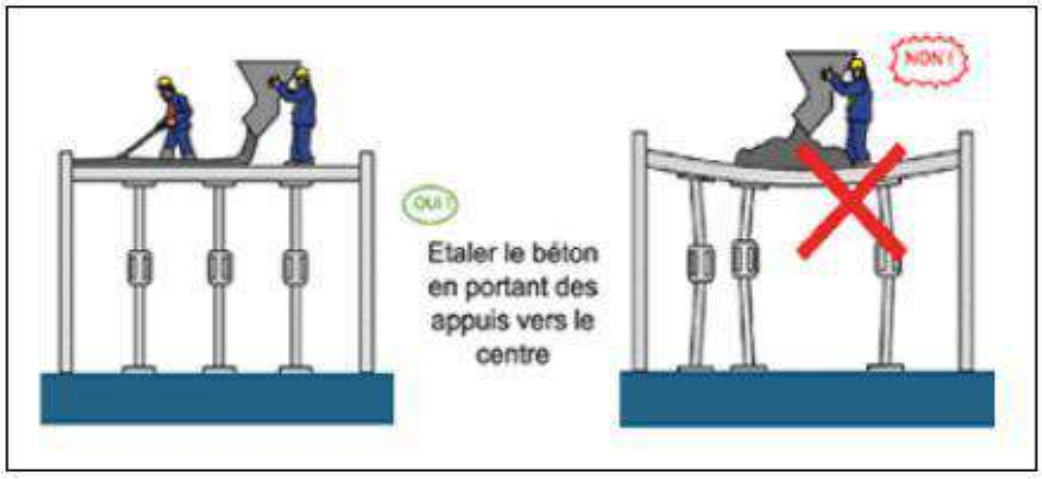


Figure III.10. ***Choix de disposition des étaiements***

b). Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a deux types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.

Conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- ✓ Conditions concernant la charge d'exploitation :
- ✓ charges uniformément réparties :

Q ≤ Min (2.G et 5 kN/m2)

- ✓ charges concentrées :

P ≤ Min (Q/4 et 2 kN)

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

✓ Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$0.8 \leq Li/(Li+1) \leq 1.25$

✓ Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- **Vérification des conditions :**

Q≤min (2G et 5kNm) C.V

I1=I2=I3=⋯=In (C.V)

$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$ (C. V)

La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

Donc, le calcul des sollicitations se fait par la méthode forfaitaire.

a) <u>Type 1(Poutrelle à deux travées) :</u>

- **Travée de 4.6 m et 4.6 m :**

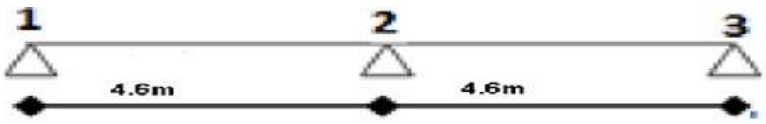


Figure III.11. Poutrelle à deux travées

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	17,79	11,74	3,55	10,67	13,92	17,02
2-3	17,79	11,74	3,55	10,67	13,92	17,02

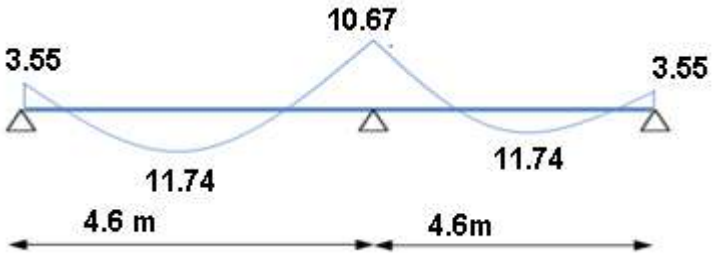


Figure III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU

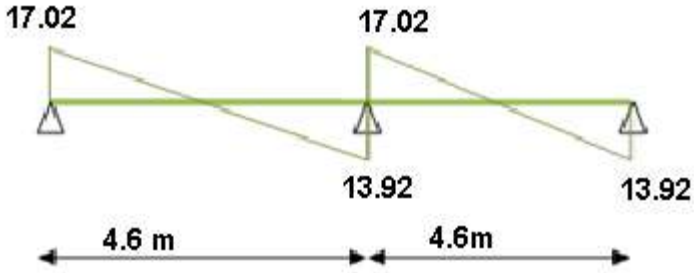


Figure III.13.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

A l'E.L.S :

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Travée	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
1-2	12,89	2.57	7.73	8.51
2-3	12.89	2.57	2.57	7.73

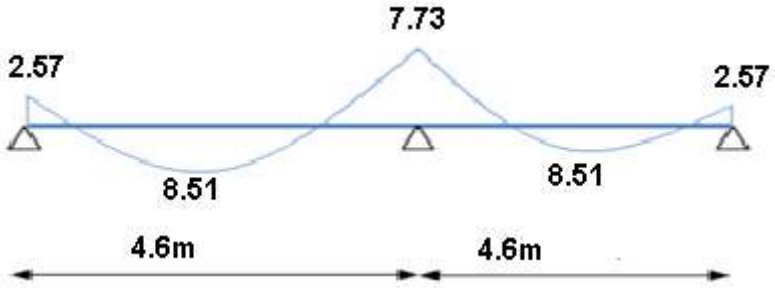


Figure III.14. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS

- **Travée de 3.20m et 3.50 m :**

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	10.30	2.06	6.18	6.79	10.59	12.95
2-3	8.16	1.72	5.16	5.68	9.68	11.84

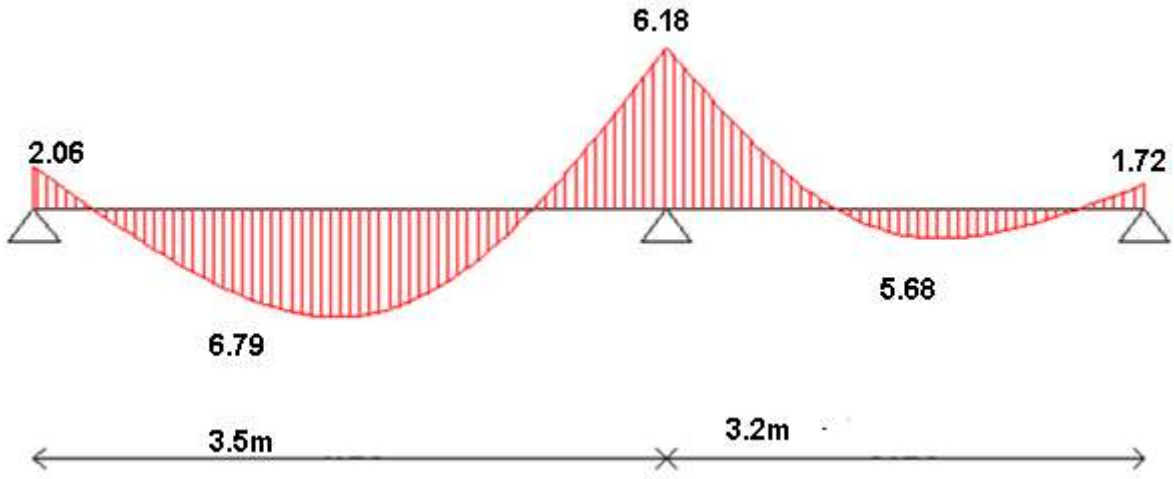


Figure III.15. Diagramme des moments de la poutrelle à l'E.L.U

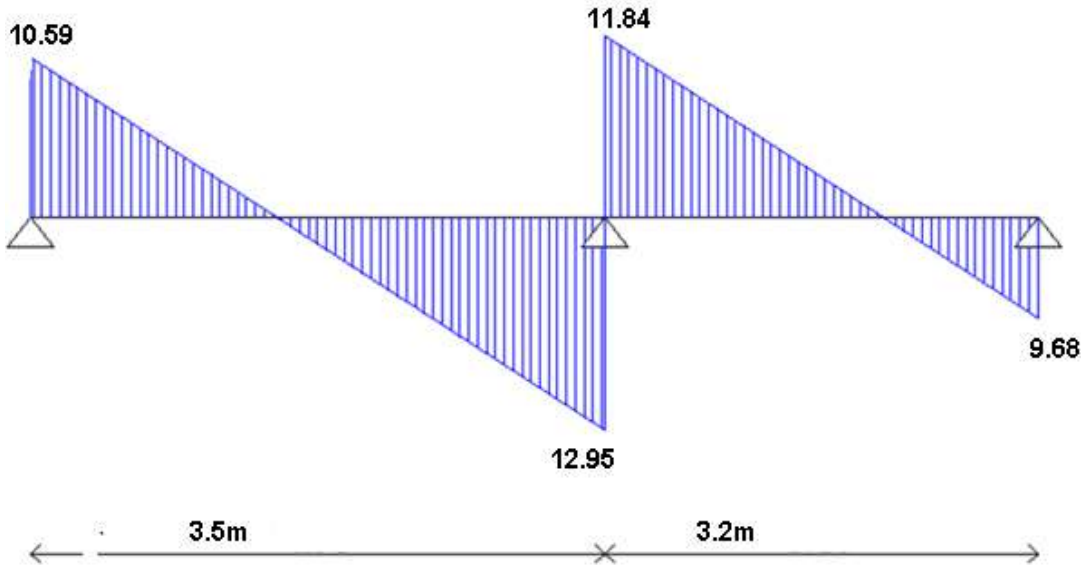


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à l'E.L.U

A l'E.L.S :

III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Travée	M_0 (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	M_t (kN. m)
1-2	7.64	1.49	4.47	4.92
2-3	6,24	3,74	1,24	4,11

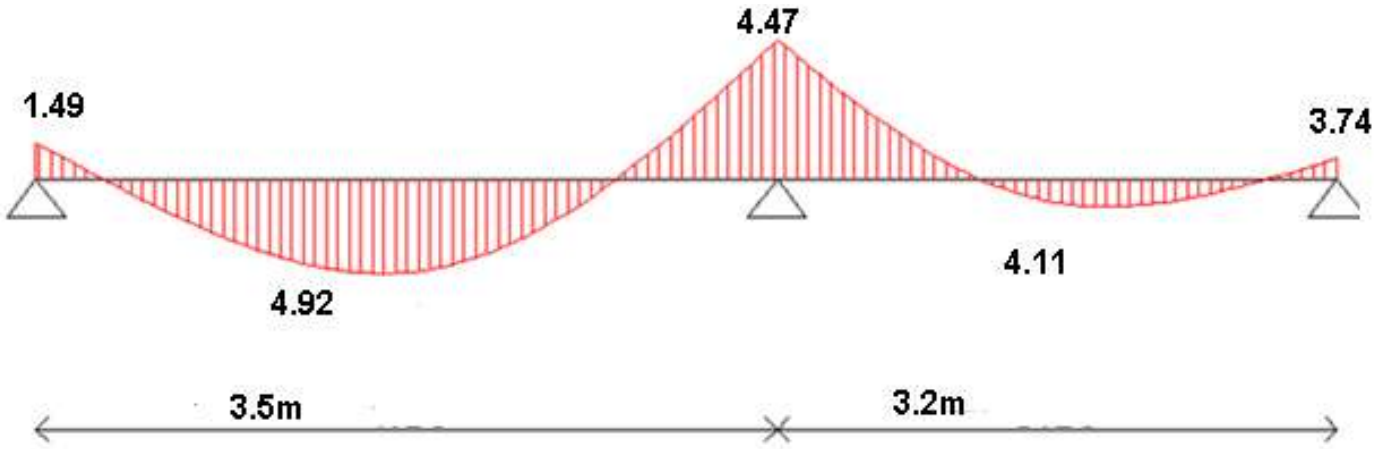


Figure III.17. Diagramme des moments de la poutrelle à l'E.L.S

b)Type 2 (poutrelle à quatre travées) :

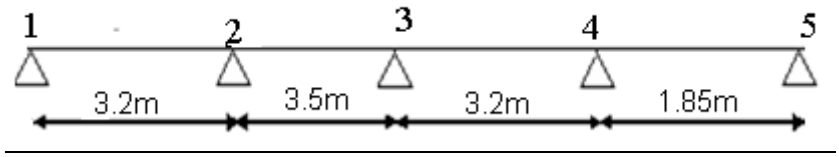


Tableau III.18. poutrelle Aquatre travees .

Travée	M_0 (kN. m)	M_t (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	8,61	6,11	1,72	4,30	9,95	11,75
2-3	10,30	6,28	5,15	4,12	12,06	11,47
3-4	8,61	5,25	3,44	4,30	10,49	11,03
4-5	2,87	2,04	1,43	0,57	6,68	5,75

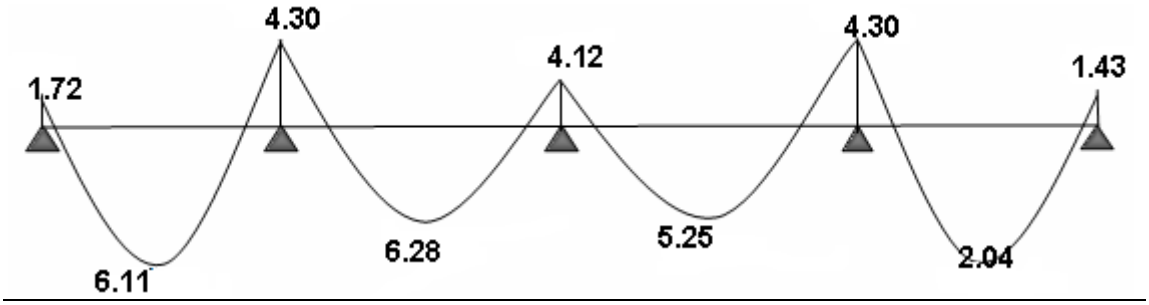


Figure III.19. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U

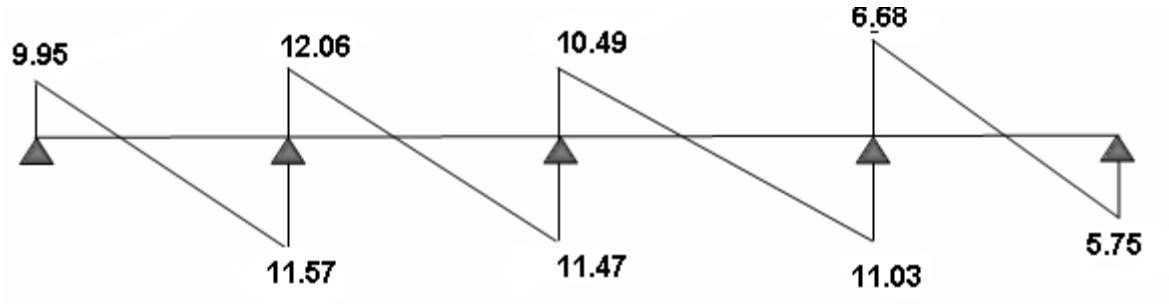


Figure III .20. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U

A L'ELS :

Tableau III.10. Moments de poutrelle (type 2) à l'E.L.S

Travée	M_0 (kN. m)	M_t (kN. m)	M_w (kN. m)	M_e (kN. m)
1-2	6,24	4,36	1,24	3,12
2-3	7,46	4,47	3,73	2,98
3-4	6,24	3,74	2,49	3,12
4-5	2,08	1,45	1,04	0,41

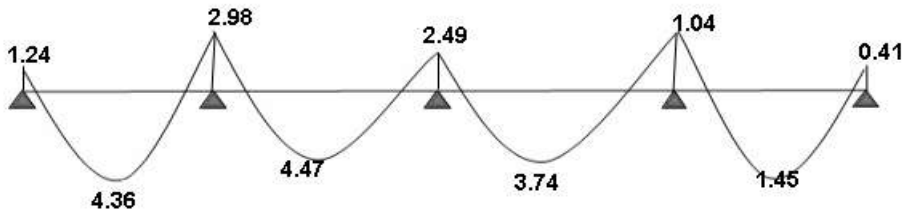


Figure III.21. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.S

calcul de ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

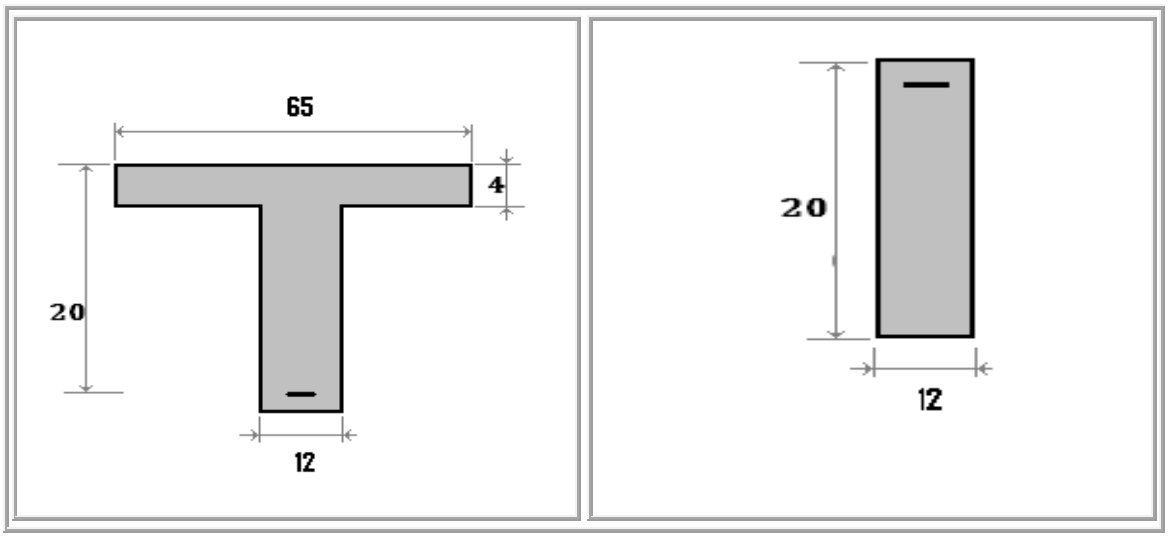


Figure III.21.les sections considérées pour le calcul des ferraillages

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

Tableau III.11. Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U

	En travée	Aux appuis
$\mathbf{M_u\ (kN.m)}$	17.79	11.74
$\mathbf{M_0\ (kN.m)}$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\,adm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^6(0.18 - 0.02)$ $= 59.072$	
	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)cm^2$	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 20)cm^2$
μ	0.0594	0.039
μ_l	0.392	
$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
β	0.969	0.980
$A'\ (cm^2)$	0	0
$A\ (cm^2)$	2.93	1.92
$A_{min}\ (cm^2)$	1.30	0.24
$A_{adopt}\ (cm^2)$	3HA12=3.39	2HA12=2.26

Tableau III.12. Vérification des poutrelles à l'E.L.S

	En travée	Aux appuis
$\mathbf{M_{ser}\ (kN.m)}$	12.89	8.51
$\mathbf{\bar{\sigma}_b\ (MPa)}$	15	15
$\mathbf{y\ (mm)}$	39.10	3.845
$\mathbf{I\ (cm^4)}$	8293.28	10487.30
$\mathbf{K\ (N/cm^3)}$	47.41	81.14
$\mathbf{\sigma_b\ (MPa)}$	2.43	3.12
$\mathbf{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$	oui	Oui

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

Tableau III.13. Armatures longitudinales des poutrelles

Section d'armatures	**En travée**	**Aux appuis**
	3HA12=3.39	2HA12=2.26

b) Armatures transversales :

$$\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 5.71\text{mm}\ ;\ \frac{b_0}{10} = 12\text{mm}\ ;\ \emptyset_l = 10\text{mm}\right] = 5.71\ \text{mm}$$

On adopte : $\emptyset = 6$ mm

$$\emptyset_t = 6\ \text{mm}\ ,\qquad a_t = \frac{\pi \emptyset_t^{\,2}}{4} = 0.28\ \text{cm}^2\ ,\qquad A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 2)$$

$$A_t = 0.56\ \text{cm}^2$$

$S_t \leq \text{Min}[0.9d\ ; 40\text{cm}] = 16.2\ \text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $S_t = 15$ cm

$$A_{t\,\min} \leq 0.003\ S_t . b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.54\ \text{cm}^2$$

$$A_{t\,\min} = 0.54\ \text{cm}^2 \leq A_t = 0.56\ \text{cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

On doit vérifier cette condition

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 150} = 0.0033 \geq \frac{1.15(0{,}787 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0{,}00050 \quad \text{(C.V)}$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0.18 cm^2$$

$A_t = 0{,}56 cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18 cm^2$ (C.V)

Tableau III.14. Armatures transversales des poutrelles

Armatures transversales	Espacement
2 ∅6	15 cm

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{43.72 \times 10^3}{120 \times 150} = 0.787 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}[b - c - 2 = 98\text{mm} ; 0.9d = 162\text{mm}] = 98 \text{ mm}$$

$$0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 120 \times 98 \times 10^{-3} = 78.4 \text{ kN}$$

$V_u = 43.72 \text{ kN} \leq 78.4 \text{ kN}$ (C.V)

Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.15. Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles

1ère Condition	2ème Condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{20}{460} = 0.0434 \geq \frac{12.89}{15 \times 8.51} = 0.100$	$\frac{3.39}{12 \times 15} = 0.018 \leq \frac{3.6}{400} = 0.0090$
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9.2 \text{ mm}$$

Tableau III.16. Vérification de la flèche des poutrelles

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
3.39	23.04	1.453	271.50	0.794	7.356	21378.21
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
5305.66	7241.98	11.709	20.542	8.83	9.2	Oui

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement $h_t = (16 + 4)$ cm du plancher à corps creux avec le ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

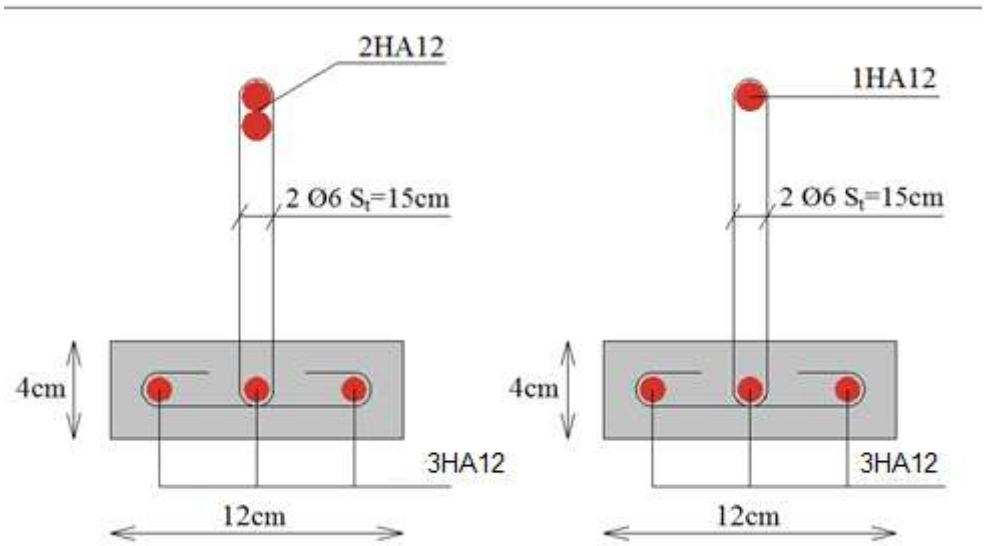


Figure III.24.ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. Les escaliers:

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

III.3.1.Terminologie:

- **La volée** : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse** : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour** : C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.
- **La marche** : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche** : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement** : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet** : C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée** : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

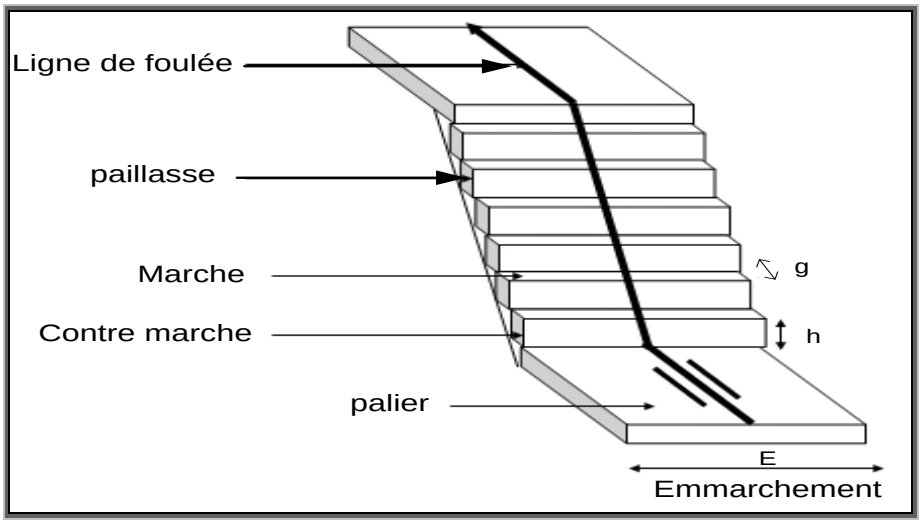


Figure III.23. Une volée d'un escalier

III.3.2. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit :

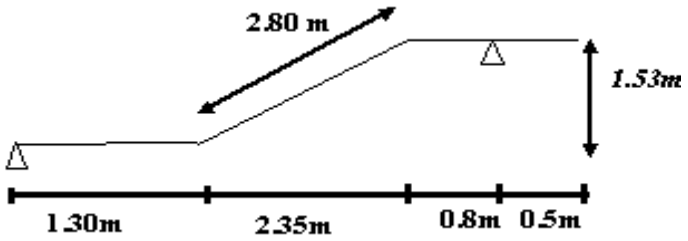


Figure III.24. Schéma statique d'une volée d'escalier

Calcul de l'angle d'inclinaison α :

$$\tan\alpha = \frac{1.53}{2.35} = 0.651 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 33.06°$$

Calcul de longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 2.80 \text{ m}$$

Détermination n, g, h :

Pour déterminer n, g, h , On utilise la formule de Blondel Avec :

g : largeur de marche

h : hauteur de contremarche

n : nombre de contremarche

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} \ , \ h = \frac{H}{n}$$

$$\begin{cases} \dfrac{L}{n-1} + \dfrac{2H}{n} \leq 64 \\ \dfrac{L}{n-1} + \dfrac{2H}{n} \geq 59 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} -64n^2 + (64 + 2H + L)n - 2H \leq 0 \\ -59n^2 + (59 + 2H + L)n - 2H \geq 0 \end{cases}$$

$$\mathbf{H = 1.53\ m} \ , \qquad \mathbf{L = 2.35\ m}$$

$$\begin{cases} -64n^2 + 634n - 340 \leq 0 \\ -59n^2 + 629n - 340 \geq 0 \end{cases} \Longrightarrow \quad 9.33 \leq n \leq 10.06 \quad \Rightarrow \quad n = 9$$

Nombre de contremarches : $n = 9$

Nombre de marches : $n - 1 = 8$ avec: $h = 17$ cm , $g = 30$ cm

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 1.30\ m + 0.8m = 4.90\ m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \Rightarrow \quad 14.00\ cm \leq e \leq 16.33\ cm$$

On prendra : $e = 15\ cm$

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.17. Charge permanente de la paillasse

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4-Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5-Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.60
6-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			8.47

Tableau III.18. Charge permanente du palier de repos

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4-Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL			**5.49**

III.3.3.2. Charges d'exploitation :

- Pour la paillasse : $Q = 2.5\ kN/m^2$
- Pour le palier de repos : $Q = 2.5\ kN/m^2$

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

III.3.4. Détermination des sollicitations :

- ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.19. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (kN/ml)	Q kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.47	2.5	15.18	10.97
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99

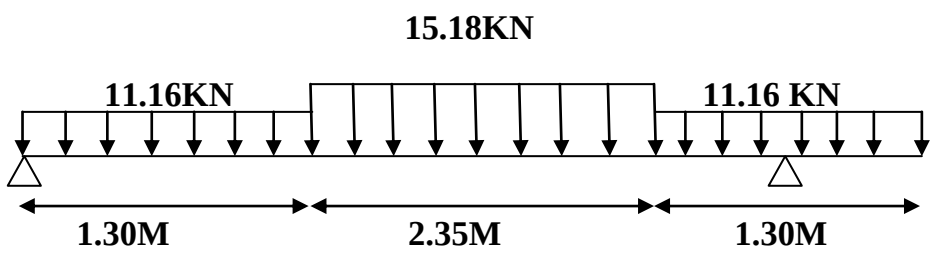


Figure III.25.Chargement dans l'escalier à l'ELU

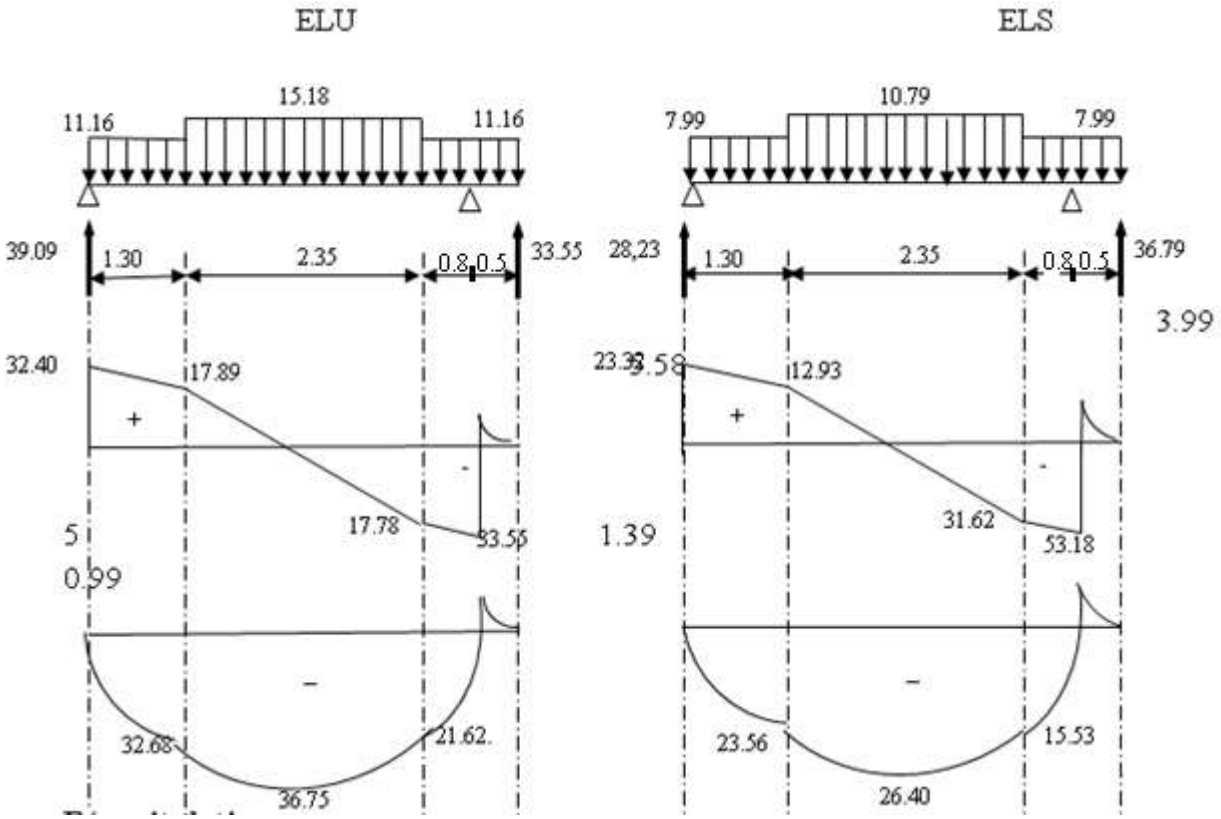


Figure III.26Le diagramme de moment et de l'effort tranchant

Récapitulation :

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

Tableau III.19. Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}$ (kN. m)	$M_{t.u}$ (kN. m)	T_u (kN)	$M_{a.ser}$ (kN. m)	$M_{t.ser}$ (kN. m)
Sollicitation	21,62	36,75	33,55	15,53	26,40

III.3.6. Ferraillage :

III.3.6.1. Armatures longitudinales :

Tableau III.19.*Caractéristiques de l'escalier et de matériau*

Béton	$f_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.17MPa$	$c = 2cm$
	$f_{t28} = 2.1$ MPa	b = 100 cm	h = 15 cm	d = 13 cm
Acier	Fe E400	$f_e = 400$ MPa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Tableau III.20.*Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

	M_u (kN. m)	μ	β	A (cm^2)	A′ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	36,75	0.153	0.917	8.858	0	7HA14=10,77
En appuis	21,62	0.090	0.943	5.067	0	7HA14=10,77

Condition de non fragilité :

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

Tableau III.21.*Vérification de la section d'armatures*

	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Remarque
En travée	10,77	1.5	C.V
En appuis	10,77	1.5	C.V

III.3.6.2. Armatures de répartition :

Tableau III.22.*Section d'armatures de répartition dans l'escalier*

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	2,69	4HA10=3,14
En appuis	2,69	4HA10=3,14

III.3.6.3. Vérification de l'espacement :

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min[3h = 39\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 14.285cm \leq \min[3h = 39\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 14.285\ cm \leq \min[3h = 39\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

b) Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min[4h = 52\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$$

En travée : $S_t = 20\ cm \leq \min[4h = 52\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 20\ cm \leq \min[4h = 52\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$

III.3.7. Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \; ; \; y = \frac{-30\,A + \sqrt{900\,A^2 + 120 b.A.d}}{2b} \; , \qquad I = \frac{b}{3} y^3 + 15\,A(d-y)^2$$

Tableau III.22.*Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.*

	$A(cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma}_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	10,77	26,40	5,06	14503,15	9,21	15	C.V
En appuis	10,77	15,53	5,06	14503,15	5,42	15	C.V

III.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{33.55 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad C.V$$

III.3.9. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\, M_0} \quad , \qquad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.10} = 0.036 \geq \frac{M_t}{20\, M_0} = \frac{36.75}{20 \times 43.24} = 0.042 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{10.77}{100 \times 13} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad (C.N.V)$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m$$

$$0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si } L > 5m$$

$$f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_i.I_{fi}} \quad , \qquad f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_v.I_{fv}}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa} \quad , \qquad E_v = E_i/3 = 10721.40 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \quad , \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} \quad , \qquad \lambda_v = \frac{0.02\, f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(y^3 + (h-y)^3) + 15\, A(y-d)^2$$

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15\, A.d}{b.h + 15}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

Si la valeur donnée par cette expression est négative, on prend $\mu = 0$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A.d} \quad , \qquad \rho = \frac{A}{b_0.d}$$

Tableau III.24.*Vérification de la flèche de l'escalier*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
10,77	36,75	0.02	79.9	0.578	11.03	48443,674
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
33875,75	43361,19	4,07	9,54	0,54	8.2	C.V

III.4. Calcul de la console sous palier :

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcule sera en flexion simple. On étude les efforts appliqué dans chaque console et en prend le cas plus sollicité pour ferraillée On donne une section préliminaire de (30*30) cm^2, et on calcul les sollicitations.

a) Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[1] :

b = 30 cm ≥ 20 cm. **(CV)**

h = 30 cm ≥ 30 cm. **(CV)**

h/b = 1 < 4 **(CV)**

Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml

Donc

Pu=1.35G_{poutre}+ $Ra_{escalier}$ avec Ra = 32.40 KN/m

Pu=1.35* 2.25+32.40 = 35.437 KN/m

Pser= G poutre + Ra escalier avec Ra = 23.32 KN/m

Pser= 2.25+23.32 = 25.57 KN/m

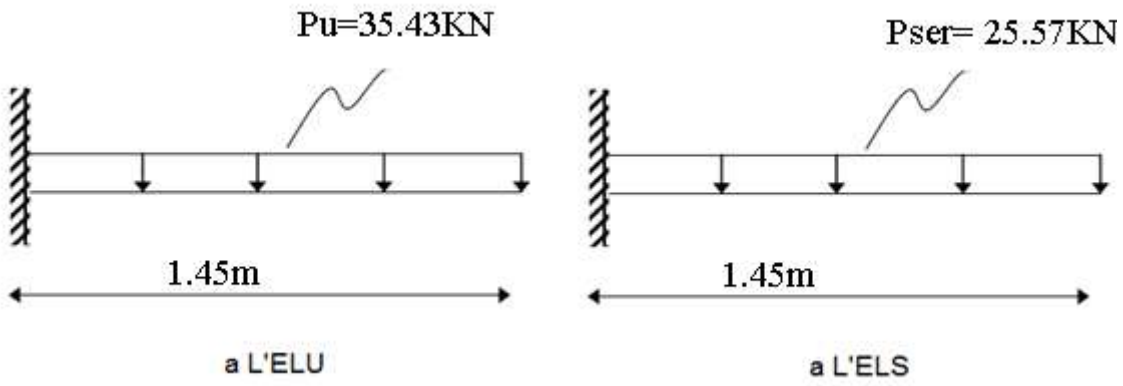


Fig.III.27.Schéma statique de la console.

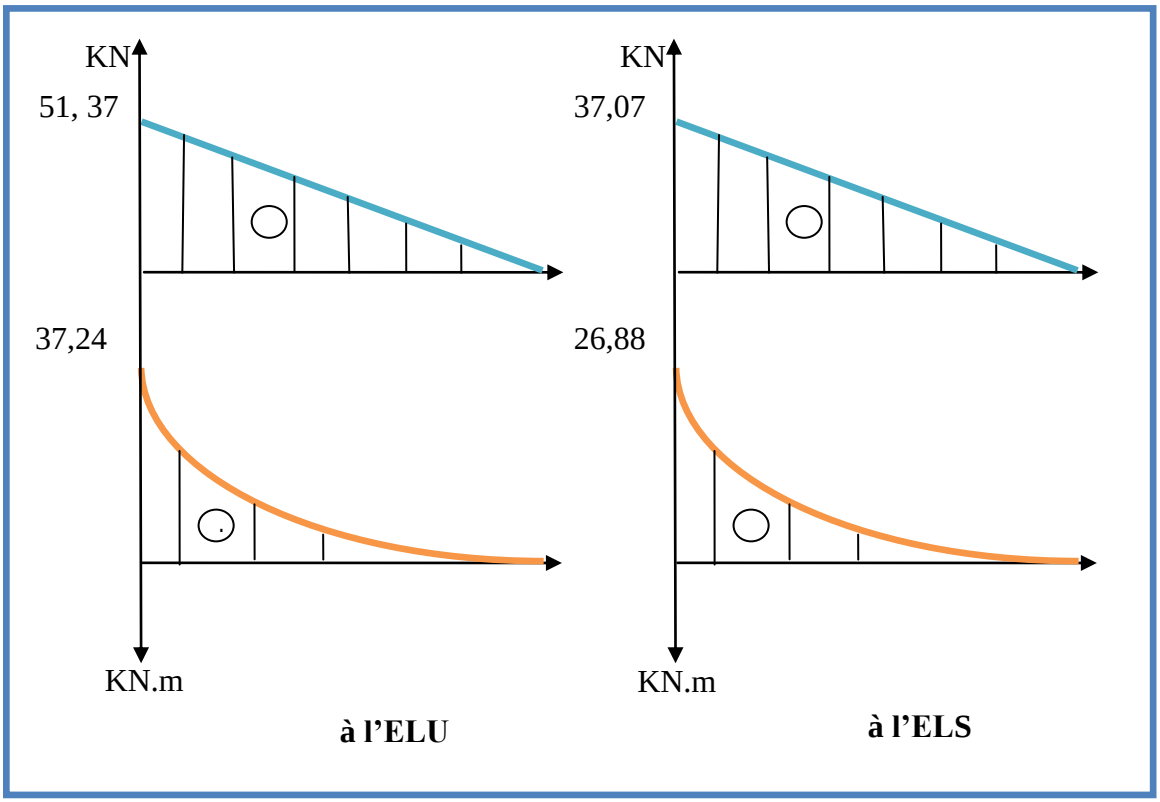
b) Calcule des efforts :

A l'E.L.U :

$M_u = \frac{P_U \times L^2}{2}$= 37.24KN.m Ra= Tmax = PL=51.37 KN

A l'E.L.S :

$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times L^2}{2}$= 26.88KN.mTmax = 37.076 KN



Figur.III.28 : Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS

c) Ferraillage :

Béton : fc 28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σbc = 14.2 MPa ; ft 28 = 2.1 MPa

h = 30 cm; b = 30 cm; d = 27.5 cm. c= 2.5 cm

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; γs = 1.15; σs = 348 MPa.

Tableau III.25 : Calcul des sections d'acier de la console

M (kN. m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A′ (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
37,24	0.115	0.938	4,149	4,5	0	6HA12=6,78

- A_{min}=0.5% b×h
- A_{max}=4% b×h (zone courante).
- A_{max}=6% b×h (zone de recouvrement).

Vérification de l'effort tranchant :

Tu = 51.37kN

τ_μ=Tu /b_0.d=0.622 MPa

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

Armatures transversales :

$S_t \leq$ Min [0.9d; 40cm] =24.75cm.

$S_t \leq h/2$ S_t=15 cm.(zone courante)

Vérification de la section minimale :

$\frac{A_t}{b_0 S_t} Fe = 2.24MPa \geq 0.4MPa$(Avec: At=4 Φ 8=2.01cm^2) (C.V).

Zone nodal: $S_t \leq$ Min (h/4; 12Φl)→ St=7.00 cm.

Zone courante: $S_t \leq h/2$ → St=15.00 cm.

Vérification de compression dans la bielle de béton :

a=Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min [25.5 ; 24.75]=24.75cm

Vérification au voisinage de l'appui :

$$\frac{2V_u}{a.b_0} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$\frac{2\times51.37\times10^3}{300\times247.5} = 1.38 < 0.8\frac{25}{1.15}$=17.39 (C.V).

Tableau.III.26 : Vérification à l'E.L.S

$M_{ser}(kN.m)$	$A(cm^2)$	Y(mm)	$I(cm^4)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
26,88	4,14	80.21	23476.72	0.089	7.14	C.V

III.4.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{145} = 0.206 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.206 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.1 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.5}{30\times27,5} = 0,0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$$

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

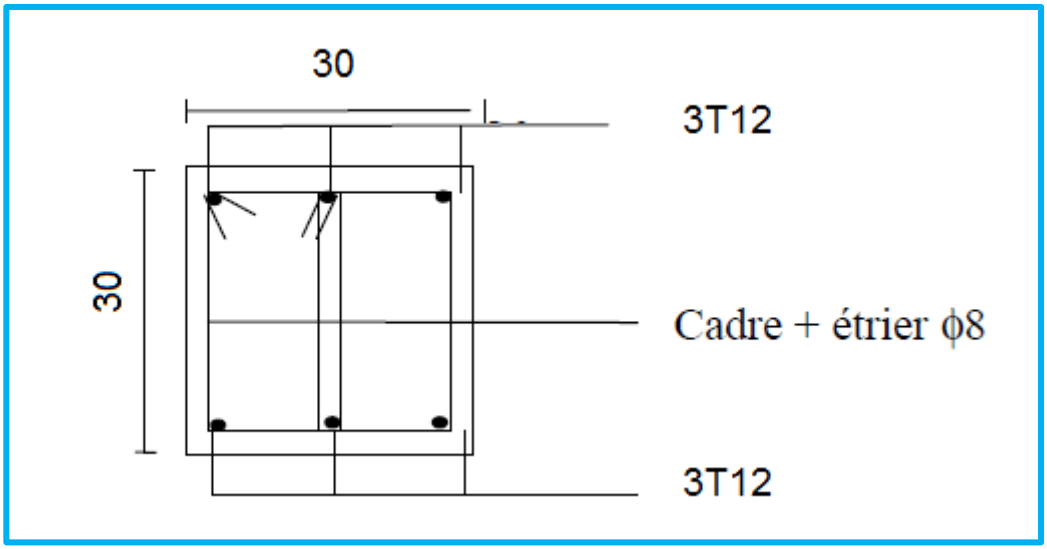


Fig.III.29 : Ferraillage du consol sous palier

III.5.Calcule de la dalle pleine triangulaire :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme triangulaire, qui reposent sur trois appuis. Pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

a-dalle pleine triangulaire :

Le ferraillage de cette dalle se fait par la méthode des lignes de rupture d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

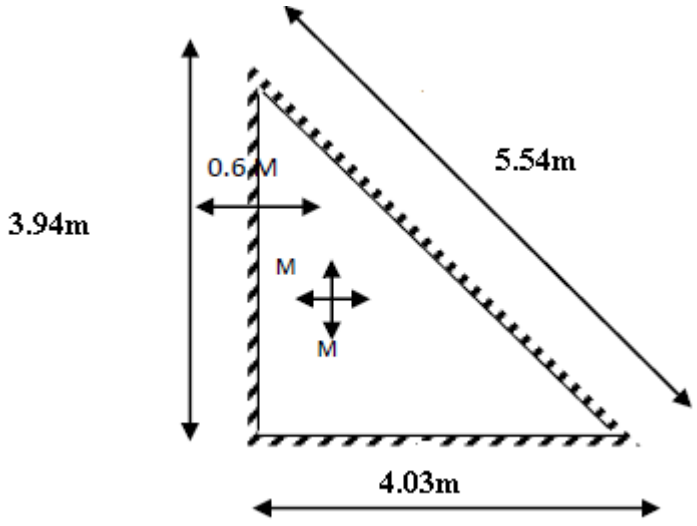


Figure III.29: Dimension de la dalle pleine triangulaire

b-Évaluation des charges :

-Charge permanente : G=6.40kN/m2

-Charge d'exploitation : Q=1kN/m2

c-Combinaison des charges :

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=10.14/m2

E.L.S : q_{ser}=G+Q=7.4/m2

d-Calcul des efforts internes :

Lx =3,94 m

Ly =4.03 m

L=5,54 m

T ext = Tint (principe des travaux virtuels).

T ext: représente le travail extérieur

Tint : représente le travail intérieur

Mapp =Ma =Mb =0,5Mt

Text= p.v avec v=v1+v2+v3.

T ext = T ext[1]+Text [2]+Text [3].

$$\text{Text} = q \times \langle 10.14 \times 7.4 \times \frac{1}{2} \rangle \times \frac{f}{3} = 12.50 * q * f$$

Tint = T int[1]+ Tint [2]+Tint [3]

$$\text{Tint} = M \times f \times \left[Lx \times \left(3.94 + \frac{5.54}{Y}\right) + Ly \times \left(4.03 + \frac{5.54}{Y}\right)\right]$$

Principe du travail virtuel : T ext= T int

$$12.50q = M \times \left(\frac{5.54}{y} + \frac{5.54}{y} + \frac{5.54}{3.94-x} + \frac{5.54}{4.03-y}\right)$$

$$q = M\left(\frac{2.1}{y} + \frac{2.1}{x} + \frac{2.1}{3.94-x} + \frac{2.1}{4.03-y}\right)$$

Après le calcul on trouve $\begin{cases} x = 1.03 \\ y = 1.30 \end{cases}$

Pu = 5.14 × Mu Mu= $\frac{10.14}{5.14} = 1.972$ KN/M

P ser = 5.14 × Mser M ser = $\frac{7.4}{5.14} = 1.439$ KN/M

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Béton : fc28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σ bc = 14.2 MPa ; ft28 = 2.1 MPa

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 12.5 cm ; e = 2 cm.

Acier : FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γs = 1.15 ; σ s = 348 MPa.

Le moment en travée suivant les deux sens :

Mtx= Mty= 0.85Mu=1.676 KN.m

Le moment on appuis :

Max= May = 0.5Mu = 0.986KN.m

En travee $\mu=\frac{Mu}{b0*d^{2}*\sigma\ bc}$ = 0.0075

En appui $\mu=\frac{Mu}{b0*d^{2}*\sigma\ bc}$ = 0.0044

Condition d'espacement :

En travée : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\bar{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\bar{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau III.26 : Calcul du ferraillage des dalles pleines triangulaires.

position	Mu (KN.m)	μ	β	Amin (cm2)	A calculée	A adoptée	St (cm2)
Travee	1.676	0.0075	0.996	1.5	0.38	5HA10	25
Appuis	0.986	0.0044	0.998	1.5	0.23	5HA10	25

- **Vérification à l'ELS :**

Mtx= Mty= 0.85Mser =1.223KN.m

Max= May= 0.5Mser =0.719KN.m

Mt + $\frac{0.719}{2}$ ≥ 1.2 Mx

1.582 ≥ 1.467……..C.V

Donc : on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de « y » :

$\frac{b}{2} Y^2 + n A'_s (d - c') - n A_s (d - y) = 0$ avec n = 15

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nAs\,(d - c) + n\,As\,(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.27 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

Position	M ser (KN.M)	Y	IG	K (Mpa)	Σb (Mpa)	σs (Mpa)	vérf
Travée	1.223	3.28	1942.70	0.062	0.206	15	C V
Appuie	0.719	3.28	1942.70	0.0.37	0.121	15	CV

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

***Vérification de l'effort tranchant :**

Tableau.III.28 : Vérification au cisaillement

	suivant x	suivant y
V	$V_x \frac{p \times l_x \times l}{2l_x + l_y} = \frac{11.63 \times 2.06 \times 4.68}{2 \times 2.06 + 4.68} = 12.74$ KN	$V_y = \frac{p \times l_x \times l}{3l_y} = \frac{11.63 \times 2.06 \times 4.68}{3 \times 4.68} = 7.99$ KN
τ_u	$\tau_u \frac{v_x}{bd} = \frac{12.74 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.102$Mpa	$\tau_u = \frac{v_y}{bd} = \frac{10.40 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.083$Mpa
$\overline{\tau}$	$\overline{\tau}$ = $\overline{\tau} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17$Mpa	
	Oui	Oui

Tableau.III.29.Vérifications préliminaires de la flèche :

1ere condition			2eme condition		
h/L	Mt/(20Mo)	h/L≥Mt/(20Mo)	ρ=At/(bo∗d)	2/fe (MPa)	ρ≤2/fe
3.80	0.0425	Oui	0.0031	0.0050	Oui

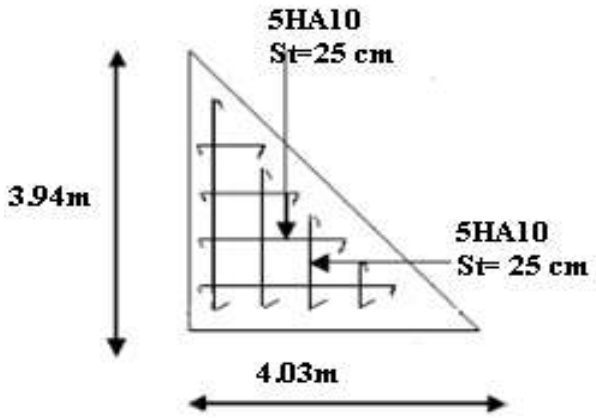


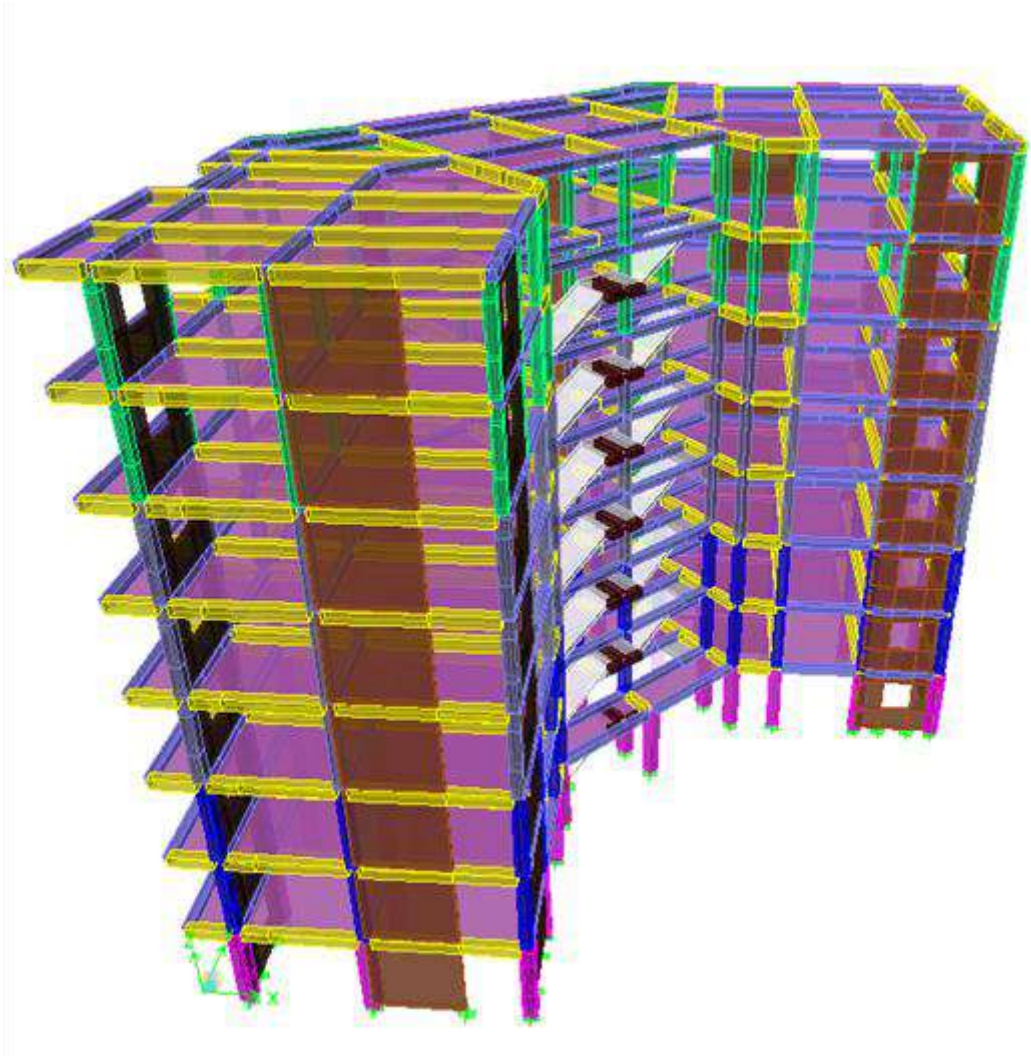
Figure.III.30. Ferraillage de la dalle plaine triangulaire

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1.INTRODUCTION :

Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantessecousses sismiques. Ces dernières engendrent d'importants dégâts et même la ruine desconstructions. L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structurespouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles serontsoumises ; c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable. La forcesismique s'applique à la base de la construction et se repartie au niveau de chaqueplancher.



IV Figure IV.1.*Vue en 3D de la structure*

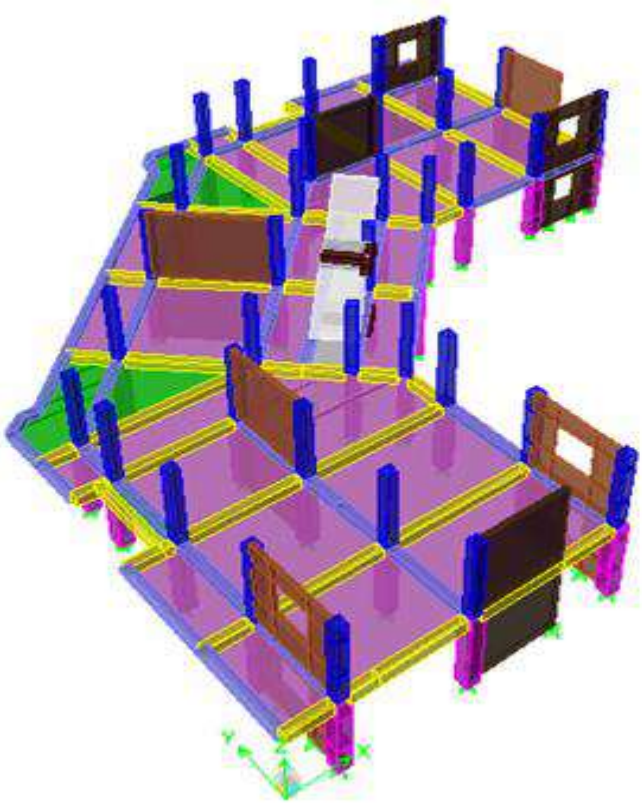


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

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

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 :

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

Avec :

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

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

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

Tableau IV.1.*Centre de masse*

Niveau (m)	$\sum W_i$ (kN)	X_G (m)	Y_G (m)
24.48	3219.71	11.726	14.051
21.42	3414.73	11.845	13.964
18.36	3474.73	11.842	13.939
15.3	3518.20	11.849	13.932
12.24	3518.20	11.849	13.932
9.18	3518.20	11.849	13.932
6.12	3518.20	11.849	13.932
3.06	4204.31	11.924	13.856

IV.2.2. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point { 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 :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i et Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R et Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux : $\mathbf{I_x = \frac{b.h^3}{12}}$, $\mathbf{I_y = \frac{h.b^3}{12}}$

Pour les voiles : $\mathbf{I_x = \frac{L.e^3}{12}}$, $\mathbf{I_y = \frac{e.L^3}{12}}$

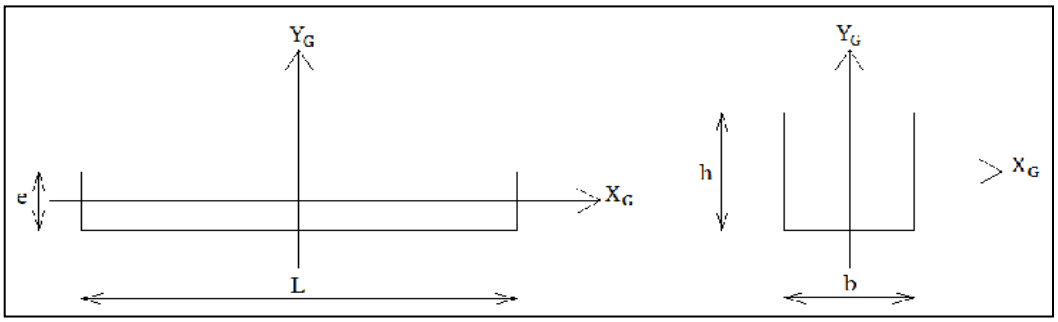


Figure IV.3. Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV.2.*Centre de torsion*

Niveau (m)	X_R (m)	Y_R (m)
24.48	12.762	13.031
21.42	12.548	13.247
18.36	12.241	13.559
15.3	11.885	13.921
12.24	11.512	14.302
9.18	11.182	14.645
6.12	11.055	14.793
3.06	11.623	14.258

IV. 2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$\begin{cases} E_X = |X_G - X_R| \\ E_Y = |Y_G - Y_R| \end{cases}$$

Tableau IV.3.*Excentricité théorique*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	X_G (m)	X_R (m)	E_X (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	E_Y (m)
24.48	11.726	12.762	1.036	14.051	13.031	1.020
21.42	11.845	12.548	0.703	13.964	13.247	0.717
18.36	11.842	12.241	0.399	13.939	13.559	0.380
15.3	11.849	11.885	0.036	13.932	13.921	0.011
12.24	11.849	11.512	0.337	13.932	14.302	0.370
9.18	11.849	11.182	0.667	13.932	14.645	0.713
6.12	11.849	11.055	0.794	13.932	14.793	0.861
3.06	11.924	11.623	0.301	13.856	14.258	0.402

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

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

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

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_X \\ E_Y = 0.05\ L_Y \end{cases}$$

Tableau IV.4.*Excentricité accidentelle*

Niveau (m)	L_X (m)	L_Y (m)	E_X (m)	E_Y (m)
24.84	24.20	24.20	1.21	1.21
21.45	24.20	24.20	1.21	1.21
18.36	24.20	24.20	1.21	1.21
15.3	24.20	24.20	1.21	1.21
12.24	24.20	24.20	1.21	1.21
9.18	24.20	24.20	1.21	1.21
6.12	*24.20*	*24.20*	*1.21*	*1.21*
3.06	24.20	24.20	1.21	1.21

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

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

Tableau IV.5.*Excentricité totale*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{X.théo}$ (m)	$E_{X.acc}$ (m)	$E_{X.tot}$ (m)	$E_{Y.théo}$ (m)	$E_{Y.acc}$ (m)	$E_{Y.tot}$ (m)
24.48	1.036	1.21	2.246	1.020	1.21	2.230
21.45	0.703	1.21	1.913	0.717	1.21	1.927
18.36	0.399	1.21	1.609	0.380	1.21	1.590
15.3	0.036	1.21	1.246	0.011	1.21	1.221
12.24	0.337	1.21	1.547	0.370	1.21	1.580
9.18	0.667	1.21	1.877	0.713	1.21	1.923
6.12	0.794	1.21	2.004	0.861	1.21	2.071
3.06	0.301	1.21	1.511	0.402	1.21	1.612

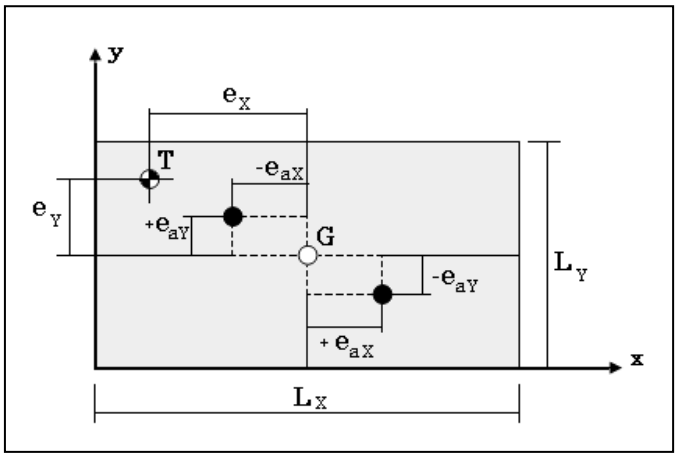


Figure IV.4. Excentricité théorique et accidentelle

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : [02]

IV.3.1.Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "Etabs .v.13")

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "Etabs.v13"est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = 25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \quad \text{Pour} \quad 0 \le T \le T_1$$

$$2.5\eta\,(1.25\,A)\frac{Q}{R} \quad \text{Pour} \quad T_1 \le T \le T_2$$

$$2.5\eta\,(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{Pour} \quad T_2 \le T \le 3.0\ s$$

$$2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} \quad \text{Pour} \quad T \ge 3.0\ s$$

a)**Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab4.1] ◄◄**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a (zone IIb, groupe d'usage 2) A=0.20

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce derniercas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.Donc : R=3.5

Tableau IV.6.*Justification du coefficient de comportement R suivant X*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales				
	N tot	N pot	N voile	N pot%	N voile%
24.48	5290.81	3090.78	2200.03	58.42%	41.58%
21.45	10694.43	6397.49	4296.96	59.82%	40.18%
18.36	16241.34	10306.96	5934.36	63.46%	36.54%
15.3	21783.54	13896.73	7886.8	63.79%	36.21%
12.24	27325.47	17510.52	9814.95	64.08%	35.92%
9.18	32867.53	21135.36	11732.17	64.30%	35.70%
6.12	38408.63	25013.43	13395.21	65.12%	34.88%
3.06	44428.52	31579.32	12849.2	71.08%	28.92%

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{7} P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau IV.7.*Facteur de qualité Q*

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	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	0.1		0.1	
Q	1.10		1.10	

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

1- Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

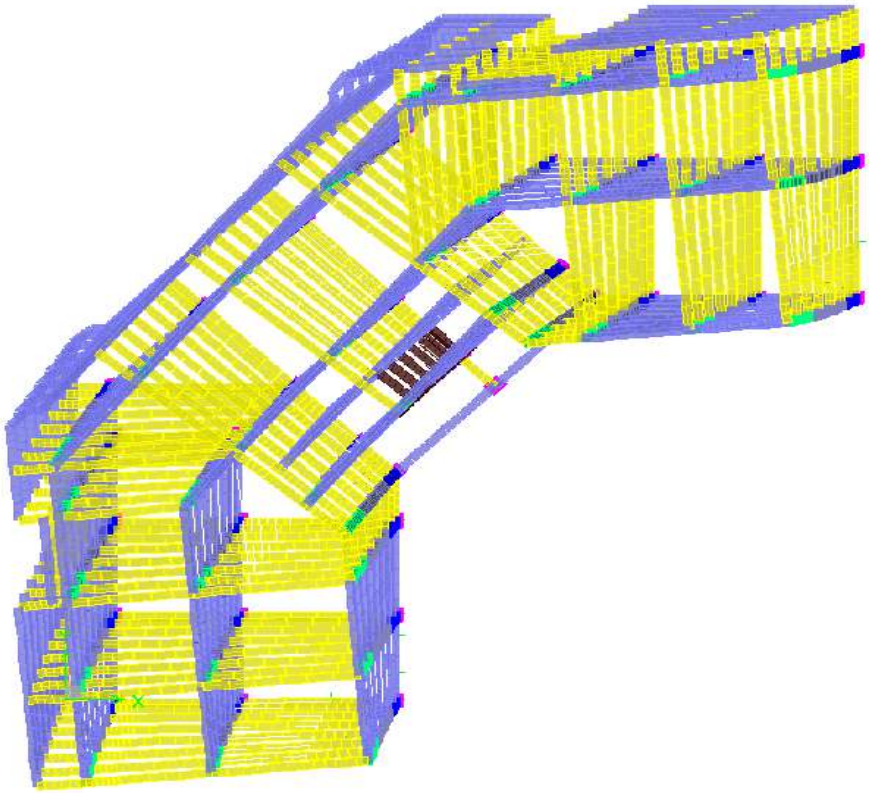


Figure IV.6. Comportement du 1er mode

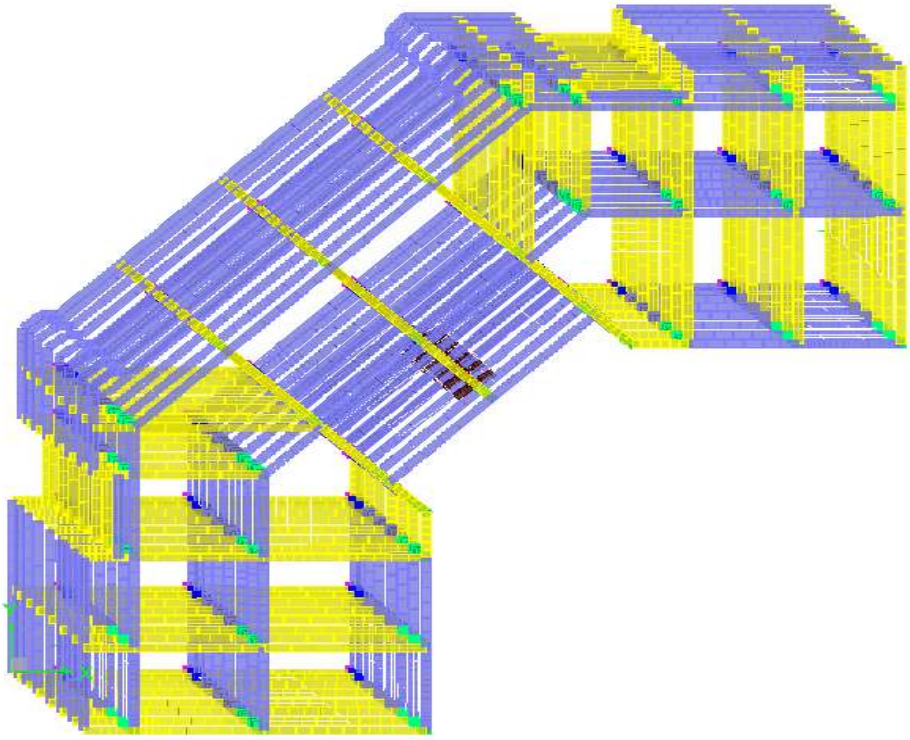


Figure IV.7.*Comportement du 2ème mode*

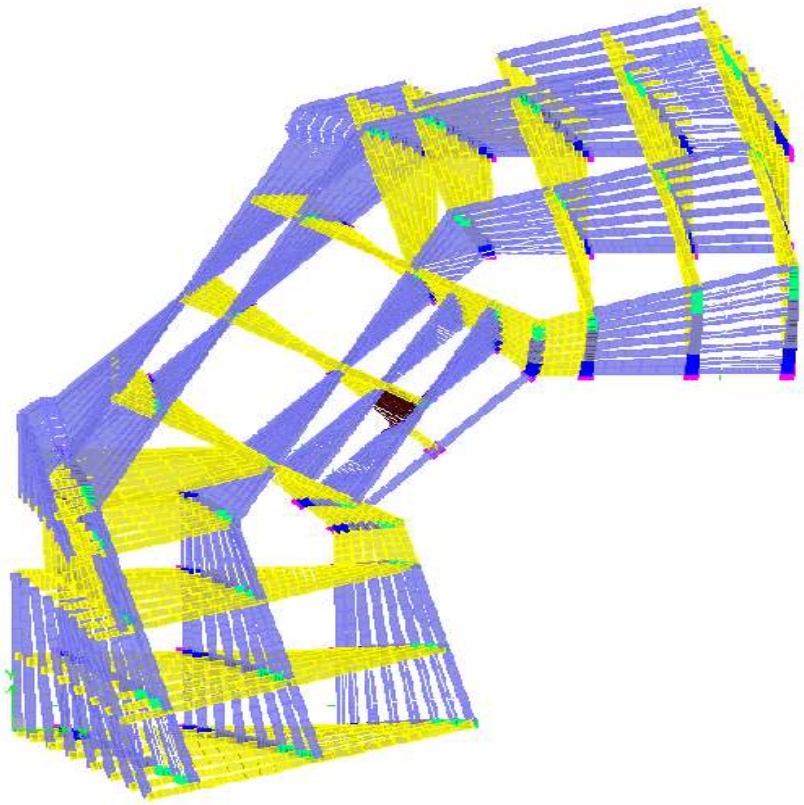


Figure IV.8.*Comportement du 3ème mode*

Tableau IV.8.*Comportement des trois premiers modes*

	Période (s)	Comportement
1er mode	0.69	Translation avec couplage suivant l'axe Xet Y
2ème mode	0.66	Translation avec couplage suivant l'axe Xet Y
3ème mode	0.61	Rotation autour de l'axe Z

2- Vérification de la participation massique :

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

le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :$K \geq 3\sqrt{N}$

Tableau IV.9*Vérification de la participation massique*

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.69	0.69	31.44	31.83	5.06
2	0.66	1.35	65.25	65.23	5.06
3	0.61	1.96	68.16	68.27	69.46
4	0.18	2.14	75.88	76.53	70.03
5	0.16	2.3	84.14	86.63	70.94
6	0.15	2.45	86.59	86.65	86.76
7	0.08	2.53	89.59	89.92	87.22
8	0.07	2.6	91.04	93.28	89.56

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 8ème mode avec un temps égale à 2.60 s .

3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

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 .Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0.8$$

Calcul de la force sismique totale V :

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.20$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Pour} \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Pour} \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{Pour} \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

(site S3) $T_2 = 0.5\ s$

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad ; \quad T_X = T_Y = 0.38\ s \quad \Rightarrow \quad D_X = D_Y = 2.205$$

R : coefficient de comportement global de la structure. $R = 3.5$

Q : facteur de qualité. $Q_X = Q_Y = 1.1$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} Wi,\ w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi},\ (\beta = 0.2) \Rightarrow W = 29561.67\text{kN}$$

Tableau IV.10.*La force sismique par la méthode statique équivalente*

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	W (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)
0.20	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	29561.67	4283.86	4283.86

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

	V (kN)	V_t (kN)	V_t/V	$V_t/V \ge 0.8$
Sens X	4283.86	2954.47	0.69	C.N.V
Sens Y	4283.86	2957.15	0.69	C.N.V

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

$$\frac{0.8V_x}{V_{tx}} = 1.16 \Rightarrow V_{tx} = 3427.18kN$$

$$\frac{0.8V_y}{V_{ty}} = 1.16 \Rightarrow V_{tx} = 3430.29kN$$

4- Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale :

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

avec :

F_{ix}etF_{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 :

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

avec :

$X_G$etY_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

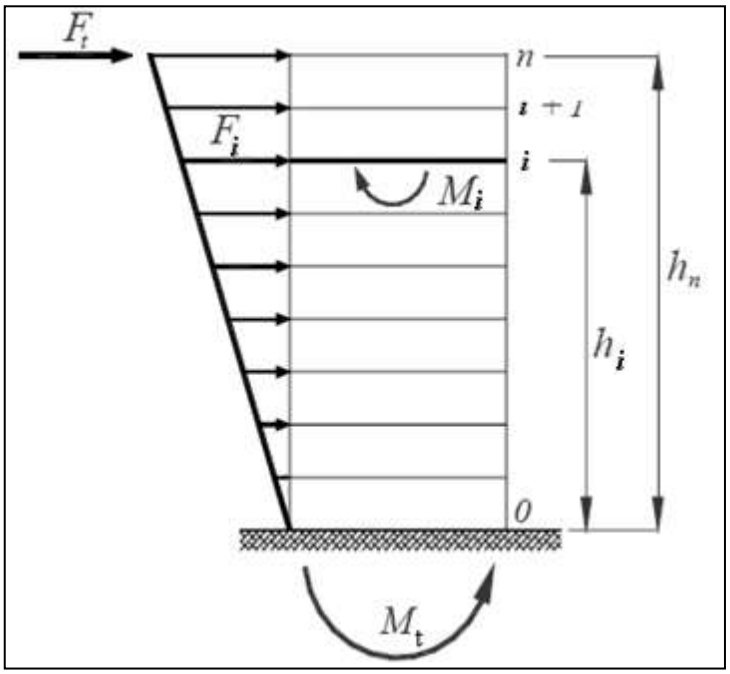


Figure IV.9. Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

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

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

On a : $T_x = T_y = 0.38\ s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

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

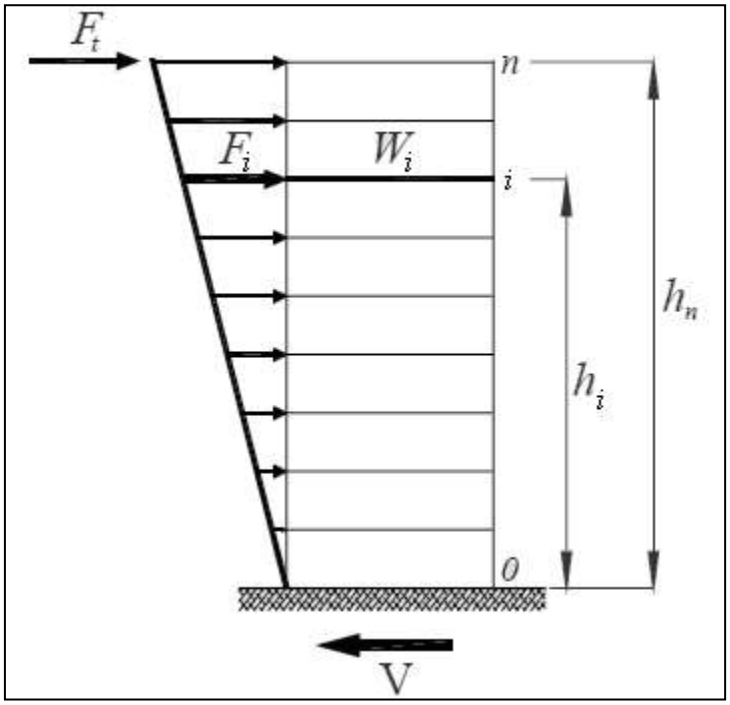


Figure IV.10.*Distribution des forces sismiques aux étages*

Tableau IV.12.*Distribution de la force sismique suivant X*

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i * h_i$	F_{ix} (kN)
24.48	3219.71	78818.50	712.09
21.42	3414.73	73143.52	660.82
18.36	3474.73	63796.04	576.37
15.3	3518.2	53828.46	486.31
12.24	3518.2	43062.77	389.05
9.18	3518.2	32297.08	291.79
6.12	3518.2	21531.38	194.53
3.06	4204.31	12865.19	116.23
Somme		379342.94	3427.18

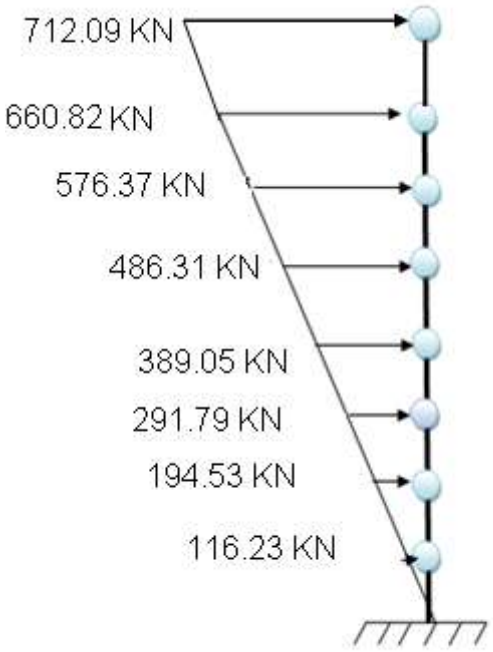


Figure IV.11. Distribution de la force sismique suivant X

Tableau IV.13.*Distribution de la force sismique suivant Y*

h_i (m)	W_i (m)	$W_i * h_i$	F_{iy} (kN)
24.48	3219.71	78818.50	712.73
21.42	3414.73	73143.52	661.42
18.36	3474.73	63796.04	576.89
15.3	3518.2	53828.46	486.76
12.24	3518.2	43062.77	389.40
9.18	3518.2	32297.08	292.05
6.12	3518.2	21531.38	194.70
3.06	4204.31	12865.19	116.34
Somme		379342.94	3430.29

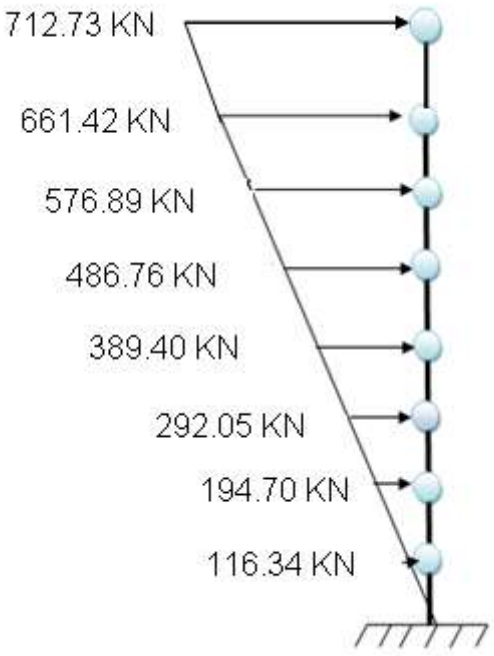


Figure IV.12. Distribution de la force sismique suivant Y

Tableau IV.14.*Moment de renversement suivant les deux directions X et Y*

h_i (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)
24.48	712.09	712.73	17431.89	17447.71
21.42	660.82	661.42	14154.69	14167.53
18.36	576.37	576.89	10582.09	10591.69
15.3	486.31	486.76	7440.61	7447.36
12.24	389.05	389.40	4761.99	4766.31
9.18	291.79	292.05	2678.62	2681.05
6.12	194.53	194.70	1190.50	1191.58
3.06	116.23	116.34	355.67	355.99
$\sum \mathbf{M_R}$			58596.04	58649.21

Tableau IV.15*Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
24.48	3219.71	11.726	14.051	37754.32	45240.15
21.42	3414.73	11.845	13.964	40447.48	47683.29
18.36	3474.73	11.842	13.939	41147.75	48434.26
15.3	3518.2	11.849	13.932	41687.15	49015.56
12.24	3518.2	11.849	13.932	41687.15	49015.56
9.18	3518.2	11.849	13.932	41687.15	49015.56
6.12	3518.2	11.849	13.932	41687.15	49015.56
3.06	4204.31	11.924	13.856	50132.19	58254.92
$\sum \mathbf{M_S}$				336230.35	395674.87

Il faut vérifier que :

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

Tableau IV.16.*Vérification de la stabilité au renversement*

M_{Sx} $(kN.m)$	M_{Sy} $(kN.m)$	M_{Rx} $(kN.m)$	M_{Ry} $(kN.m)$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}}$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} \geq 1.5$
336230.35	395674.87	58596.04	58649.21	5.74	6.75	C.V	C.V

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

5- Vérification des déplacements :

a) Déplacement inter-étage :

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

$$\delta_K = R.\delta_{ek} \quad \text{[RPA: Art 4.4.3]}$$

δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 (inter-étage) est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(limite)} = 0.01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17.*Vérification des déplacements inter-étage suivant X*

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k(limite)}$ (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{k(limite)}$
24.48	3.38	11.83	1.855	3.06	C.V
21.42	2.85	9.975	1.89	3.06	C.V
18.36	2.31	8.085	1.855	3.06	C.V
15.3	1.78	6.23	1.82	3.06	C.V
12.24	1.26	4.41	1.68	3.06	C.V
9.18	0.78	2.73	1.365	3.06	C.V
6.12	0.39	1.365	0.945	3.06	C.V
3.06	0.12	0.42	0.42	3.06	C.V
0	0	0			

Tableau IV.18*Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k(limite)}$ (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{k(limite)}$
24.48	3.38	11.83	1.855	3.06	C.V
21.42	2.85	9.975	1.89	3.06	C.V
18.36	2.31	8.085	1.855	3.06	C.V
15.3	1.78	6.23	1.82	3.06	C.V
12.24	1.26	4.41	1.68	3.06	C.V
9.18	0.78	2.73	1.365	3.06	C.V
6.12	0.39	1.365	0.945	3.06	C.V
3.06	0.12	0.42	0.42	3.06	C.V
0	0	0			

6- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2ème 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 $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

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

Tableau IV.19.*Vérification de l'effet P-Δ suivant X*

hk (m)	Pk (kN)	Vk (kN)	Δk (cm)	Θ	Θ<0.10
24.48	3219.71	712.09	1.855	0.003	C.V
21.42	3414.73	660.82	1.89	0.005	C.V
18.36	3474.73	576.37	1.855	0.006	C.V
15.3	3518.2	486.31	1.82	0.009	C.V
12.24	3518.2	389.05	1.68	0.012	C.V
9.18	3518.2	291.79	1.365	0.018	C.V
6.12	3518.2	194.53	0.805	0.024	C.V
3.06	4204.31	116.23	0.35	0.041	C.V

Tableau IV.20.*Vérification de l'effet P-Δ suivant Y*

h_k (m)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Θ	Θ<0.10
24.48	3219.71	712.73	1.54	0.003	C.V
21.42	3414.73	661.42	1.645	0.004	C.V
18.36	3474.73	576.89	1.61	0.005	C.V
15.3	3518.2	486.76	1.575	0.007	C.V
12.24	3518.2	389.4	1.435	0.011	C.V
9.18	3518.2	292.05	1.19	0.016	C.V
6.12	3518.2	194.7	0.84	0.025	C.V
3.06	4204.31	116.34	0.35	0.041	C.V

7- Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que : $\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} < 0.3$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV.21.*Vérification de l'effort normal réduit*

Niveau	N_d (kN)	B_c (mm^2)	υ	$\upsilon < 0.3$
7ème étage	165.78	90000	0.07	C.V
6ème étage	344.49	90000	0.15	C.V
5ème étage	531.88	122500	0.17	C.V
4ème étage	724.85	122500	0.24	C.V
3ème étage	916.32	122500	0.30	C.V
2ème étage	1104.13	160000	0.28	C.V
1er étage	1284.25	160000	0.32	C.V
RDC	1461.33	202500	0.29	C.V

8- Vérification de cisaillement des éléments :

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

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right] = 3.33\text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa}\right] = 2.50\text{ MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

Tableau IV.22.*Vérification de cisaillement des poutres*

Elément	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30*40	217.45	G+Q+E_y	1.93	3.33	C.V
Poutre secondaire	30*30	91.26	G+Q+E_x	1.14	3.33	C.V

Tableau IV.23.*Vérification de cisaillement des poteaux*

Section (cm^2)	Direction	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
45*45	Suivant X	62.93	G+Q+E_y	0.33	3.33	C.V
40*40	Suivant Y	74.06	G+Q+E_y	0.49	3.33	C.V
35*35	Suivant Y	74.97	G+Q+E_y	0.66	3.33	C.V
30*30	Suivant Y	62.65	G+Q+E_{dy}	0.76	2.50	C.V

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 :

$$\tau_u = \frac{1.4\, V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

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

Tableau V.24.*Vérification de l'effort tranchant dans les voiles*

Niveau	Voile	S (cm^2)	V_u (kN)	b_0 (cm)	d (cm)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
V1&V9	RDC	15×200	766.20	15	197.50	3.62	5.00	C.V
	1er etage	15×200	579.92	15	197.50	2.74	5.00	C.V
	2eme	15×200	550.36	15	197.50	2.60	5.00	C.V
	3eme	15×200	499.06	15	197.50	2.36	5.00	C.V
	4eme	15×200	429.04	15	197.50	2.03	5.00	C.V
V2&V3 V7&V8	5eme	15×200	328.15	15	197.50	1.55	5.00	C.V
	6eme	15×200	288.42	15	197.50	1.36	5.00	C.V
	7eme	15×200	141.84	15	197.50	0.67	5.00	C.V
	RDC	15×320	600.11	15	317.50	1.76	5.00	C.V
	1er	15×320	570.43	15	317.50	1.68	5.00	C.V
	2eme	15×320	521.84	15	317.50	1.53	5.00	C.V
	3eme	15×320	473.26	15	317.50	1.39	5.00	C.V
	4eme	15×320	378.66	15	317.50	1.11	5.00	C.V
	5eme	15×320	273.80	15	317.50	0.80	5.00	C.V
	6eme	15×320	206.03	15	317.50	0.61	5.00	C.V
	7eme	15×320	120.02	15	317.50	0.35	5.00	C.V
V4&V6	RDC	15×370	906.22	15	367.5	2.30	5.00	C.V
	1er etage	15×370	725.91	15	367.5	1.84	5.00	C.V
	2eme	15×370	705.93	15	367.5	1.79	5.00	C.V
	3eme	15×370	582.55	15	367.5	1.48	5.00	C.V
	4eme	15×370	486.42	15	367.5	1.24	5.00	C.V
	5eme	15×370	362.18	15	367.5	0.92	5.00	C.V
	6eme	15×370	320.49	15	367.5	0.81	5.00	C.V
	7eme	15×370	169.30	15	367.5	0.43	5.00	C.V

Tableau V.25.*Vérification de l'effort tranchant dans les voiles*

Niveau	Voile	S (cm^2)	V_u (kN)	b_0 (cm)	d (cm)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
V5	RDC	15×420	757.54	15	417.5	1.69	5.00	C.V
	1eretage	15×420	719.39	15	417.5	1.61	5.00	C.V
	2eme	15×420	699.43	15	417.5	1.56	5.00	C.V
	3eme	15×420	593.35	15	417.5	1.33	5.00	C.V
	4eme	15×420	483.76	15	417.5	1.08	5.00	C.V
	5eme	15×420	355.88	15	417.5	0.80	5.00	C.V
	6eme	15×420	284.74	15	417.5	0.64	5.00	C.V
	7eme	15×420	146.48	15	417.5	0.33	5.00	C.V

IV.4. CONCLUSION :

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

Tableau IV.26.*Dimensions finales des poutres*

Elément	Section (cm^2)
Poutre principale	30*40
Poutre secondaire	30*35
Poutre palière	30*30
Chainage	30*30
Longrine	30*30

Tableau IV.27.*Dimensions finales des poteaux*

Niveau	Section (cm^2)
6ème et 7ème étage	30*30
5ème et 4ème étage	35*35
3ème et 2ème étage	40*40
1er étage et RDC	45*45

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION :

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

V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 :[01]

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 :[02]

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Tableau V.1.*Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\boldsymbol{f_{c28} = 25\ MPa}$	Fe E400	$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400
$\boldsymbol{\sigma_b = 14.17\ MPa}$	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires, poutres palières, chainages, longrines) avec les deux situations.

Recommandations du RPA99 version2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en Zone IIb.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003\ S_t.b$
  - b : largeur de la poutre.
  - S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - $S_t \leq h/2$ en Zone courante.
    - $S_t \leq \min(h/4 ; 12Ø)$ en zone nodale.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau V.2.*Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40)*

	Niveau	Position	$M_u(kN.m)$	Combinaison	$A'(cm^2)$	$A\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	73.25	G+Q+E	0	5.10	3HA16=6.03
		Appui	-159.19	G+Q+E	0	12.00	6HA16=12.06
	Etage	Travée	95.56	G+Q+E	0	6.80	3HA16+3HA12=9.42
		Appui	-237.95	G+Q+E	0	19.50	10HA16=20.10
Intermédiaire	Terrasse	Travée	62.76	1.35G+1.5Q	0	5.20	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-94.47	1.35G+1.5Q	0	7.10	5HA14=7.70
	Etage	Travée	68.52	G+Q+E	0	6.10	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-114.58	G+Q+E	0	8.80	6HA14=9.24

Vue le ferraillage obtenu au niveau des poutres de rive .a cause de la présence des poutres sous un boue de voile , qui a crée un efforts tranchants transversale , et a fin de réduire le ferraillage, on va augmenter la section de la poutre de rive de 30x40 a 30x50 , le ferraillage devient :

Tableau V.3.*Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*50)*

	Niveau	Position	$M_u(kN.m)$	Combinaison	$A'(cm^2)$	$A\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	73.25	G+Q+E	0	4.00	3HA14=4.62
		Appui	-159.19	G+Q+E	0	9.00	6HA14=12.06
	Etage	Travée	95.56	G+Q+E	0	5.20	3HA16=6.03
		Appui	-237.95	G+Q+E	0	14.00	3HA16+6HA14 =15.27

Tableau V.4.*Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*30)*

	Niveau	Position	$M_u(kN.m)$	Combinaison	$A'(cm^2)$	$A\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	8.51	1.35G+1.5Q	0	1.00	3HA14=4.62
		Appui	-59.17	G+Q+E	0	5.80	3HA14+2HA12 =6.88
	Etage	Travée	8.51	1.35G+1.5Q	0	1.00	3HA14=4.62
		Appui	-70.92	G+Q+E	0	7.10	5HA14=7.70
Intermédiaire	Terrasse	Travée	31.17	1.35G+1.5Q	0	3.40	3HA14=4.62
		Appui	-79.87	G+Q+E	0	8.10	3HA14+3HA14 =9.24
	Etage	Travée	29.57	1.35G+1.5Q	0	3.20	3HA14=4.62
		Appui	-96.60	G+Q+E	0	10.10	3HA14+3HA16 =10.65

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

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier :

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n y'a pas de vérification.

Tableau V.5.*Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales*

	Niveau	Position	M_{ser} (kN. m)	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Travée	5.58	G+Q	4.62	0.40	0.00	C.V
		Appui	-21.08	G+Q	12.06	1.20	15.7	C.V
	Etage	Travée	5.80	G+Q	6.03	0.50	0.00	C.V
		Appui	-22.48	G+Q	15.27	1.80	15.30	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	45.95	G+Q	6.88	-	-	-
		Appui	-69.07	G+Q	7.70	-	-	-
	Etage	Travée	42.59	G+Q	6.88	-	-	-
		Appui	-70.48	G+Q	9.24	-	-	-

Tableau V.6.*Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires*

	Niveau	Position	M_{ser} (kN. m)	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Travée	6.19	G+Q	4.62	1.40	13.80	C.V
		Appui	-12.81	G+Q	6.88	0.20	14.00	C.V
	Etage	Travée	6.04	G+Q	4.62	1.20	13.40	C.V
		Appui	-12.45	G+Q	7.70	0.30	16.30	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	23.04	G+Q	4.62	-	-	-
		Appui	-37.11	G+Q	9.24	-	-	-
	Etage	Travée	21.62	G+Q	4.62	-	-	-
		Appui	-35.57	G+Q	10.65	-	-	-

V.2.1.2 Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)
- $A_{travée} \geq A_{min}$ et $A_{travée} \leq A_{max}$ (RPA)
- $A_{appui} \geq A_{min}$ et $A_{appui} \leq A_{max}$ (RPA)

Tableau V.7.*Vérification des poutres principales selon le RPA et CBAPour les poutres de rive section 30x50*

	Niveau	Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	A_{min} CBA $= 1.2\ cm^2$	A_{min} RPA =7.5cm²	$A_{max\,T}$ RPA =60cm²	$A_{max\,A}$ RPA =90cm²
Rive	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etage	Travée	6.03	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	15.27	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.8.*Vérification des poutres principales selon le RPA et CBAPour les poutres de rive section 30x50*

	Niveau	Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	A_{min} CBA $= 1.2\ cm^2$	A_{min} RPA =6.00cm²	$A_{max\,T}$ RPA =48cm²	$A_{max\,A}$ RPA =72cm²
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.88	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	7.70	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etage	Travée	6.88	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.9.*Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA [01]*

	Niveau	Position	$A_{adopté}$ (cm^2)	A_{min} CBA $= 1.2\ cm^2$	A_{min} RPA =4.5cm²	$A_{max\,T}$ RPA =36cm²	$A_{max\,A}$ RPA =54cm²
Rive	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	6.88	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etage	Travée	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	7.70	C.V	C.V	C.V	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etage	Travée	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V
		Appui	10.65	C.V	C.V	C.V	C.V

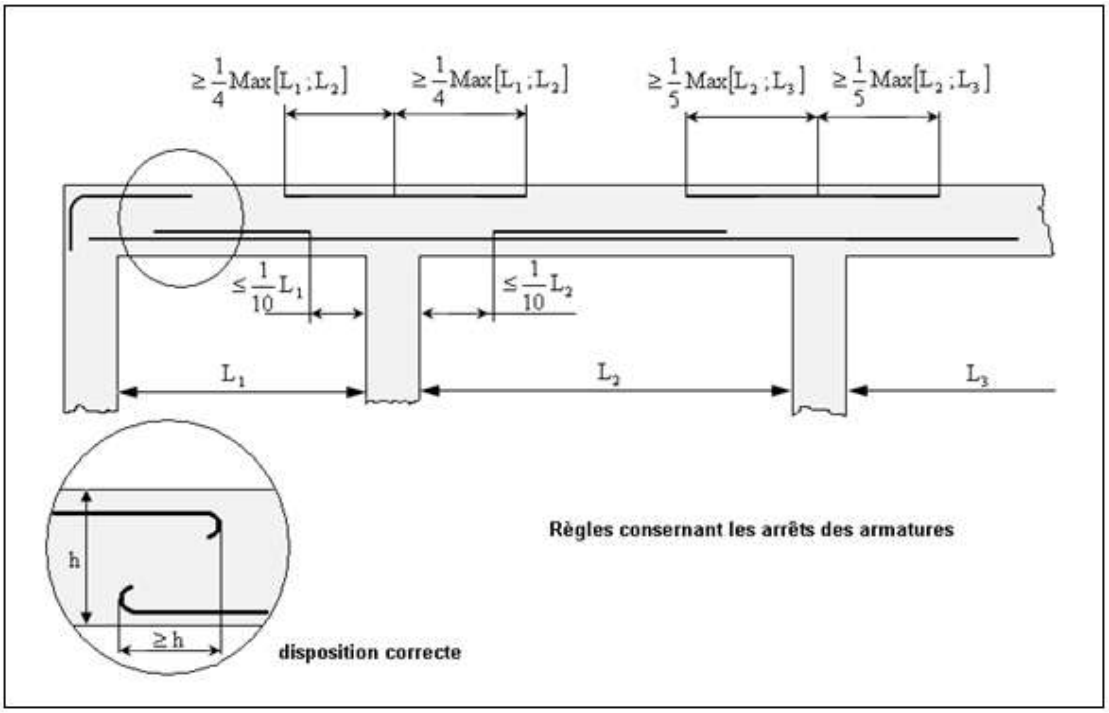


Figure V.1.*Disposition des armatures longitudinales des poutre*

V.2.1.3 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

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

V_u : effort tranchant.

Tableau V.10.*Calcul de la contrainte de cisaillement admissible* $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ \text{MPa}\right]$	$\text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ \text{MPa}\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.50\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4.35\ \text{MPa}$

Tableau V.11.*Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Rive	Terrasse	Appui	169.55	G+Q+E	1.19	3.26	C.V
	Etage	Appui	217.45	G+Q+E	1.53	3.26	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Appui	117.43	1.35G+1.5Q	1.04	3.33	C.V
	Etage	Appui	119.17	1.35G+1.5Q	1.06	3.33	C.V

Tableau V.12.*Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Rive	Terrasse	Appui	35.10	G+Q+E	0.43	3.26	C.V
	Etage	Appui	43.42	G+Q+E	0.53	3.26	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Appui	84.10	G+Q+E	1.02	4.35	C.V
	Etage	Appui	91.26	G+Q+E	1.11	4.35	C.V

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence Fe E400.

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

D'après le CBA93

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \dfrac{\gamma(\tau_u - 0.3\, f_{t28} . K)}{0.9\, f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d\,;\,40\text{cm}) \\ \dfrac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4\ \text{MPa} \end{cases}$$

Tableau V.13.*Calcul des armatures transversales et leurs espacement*

Elément	τ_u (MPa)	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}$ (cm)		A_tChoisie(cm
		S_t(cm)	A_t(cm²	S (ZN)	S′(ZC)	A_t(cm²	S (ZN)	S′(ZC)	
P.P (30*50)	**1.53**	40	2.01	12.5	25	2.63	**10**	**15**	4Ø8=2.01
P.P (30*40)	**1.06**	33.75	2.01	10	20	0.90	**10**	**15**	4Ø8=2.01
P.S (30*35)	**1.11**	29.25	2.01	8.75	17.5	0.79	**10**	**15**	4Ø8=2.01

V.2.3. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad 0\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq K \leq 0.85)$, on prend $K = 0.80$

Tableau V.14.Vérification préliminaire de la flèche des poutres

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P 30*50	0.0980	0.0625	Oui	0.0980	0.0800	oui	0.0014	0.0105	Non
p.p 30*40	0.0784	00625	oui	0.0784	0.0800	non	0.00178	0.015	non
P.S 30*35	0.0760	0.0625	Oui	0.0760	0.0800	non	0.0020	0.0105	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau V.15.*Vérification de la flèche des poutres principales*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
10.65	45.95	0.74	84.19	0.985	29.76	218544.70
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
233946.91	240091.73	1.56	4.64	3.08	10.2	**c.v**

Tableau V.16.*Vérification de la flèche des poutres secondaires*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
4.62	23.04	0.56	181.34	0.655	13.50	110658.94
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
1188840.63	120540.52	1.2	3.8	2.6	9.2	**c.v**

Conclusion :

Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

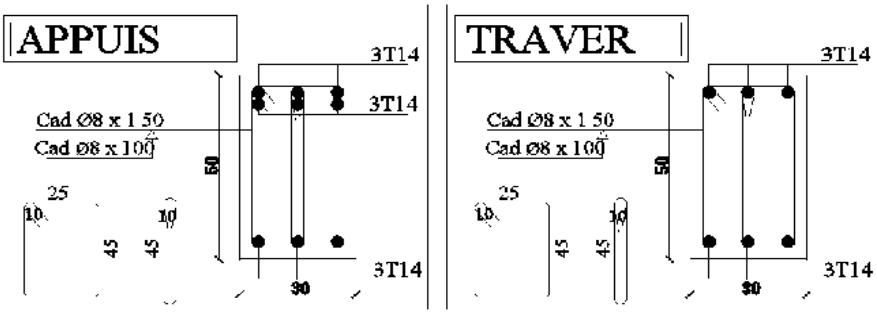


Figure V.2.*Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse*

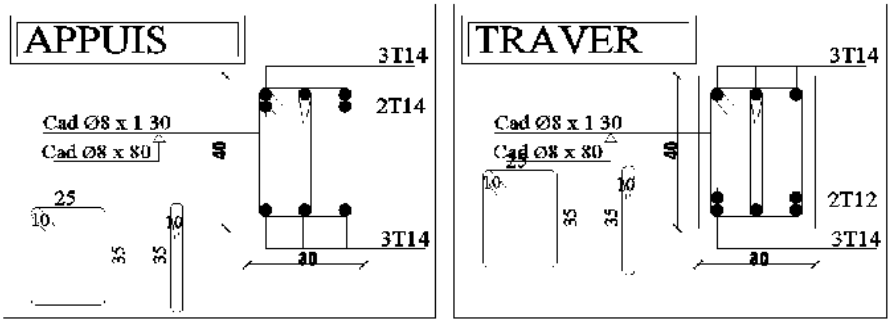


Figure V.3.*Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse*

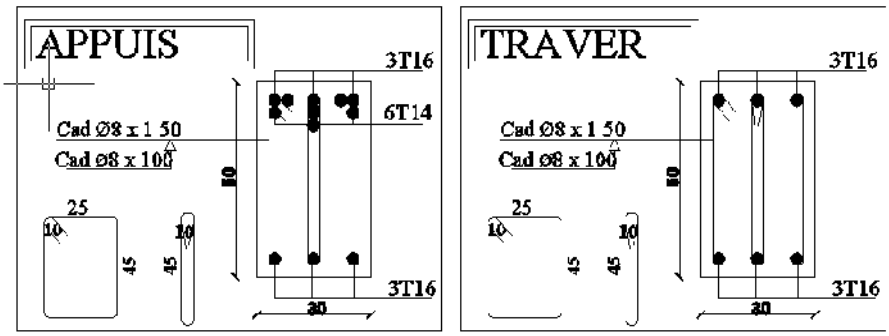


Figure.4.*Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant*

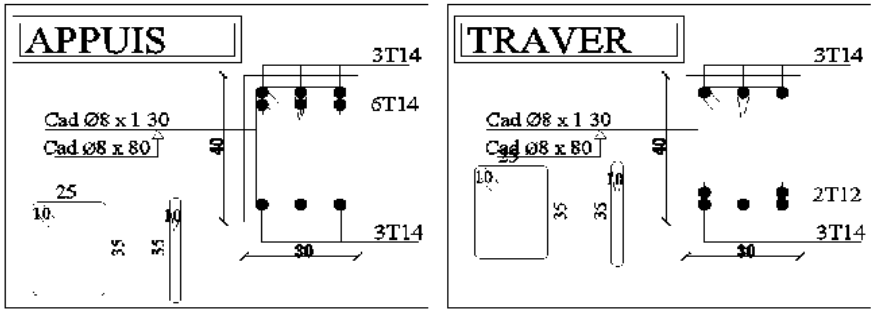


Figure.5.*Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant*

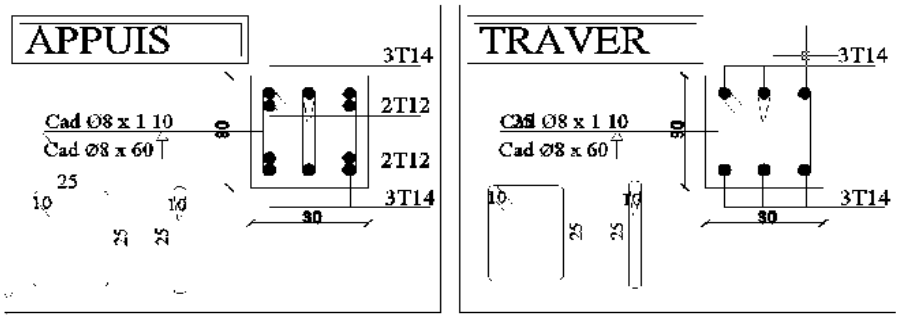


Figure V.6.*Ferraillage des poutres secondaires de rive terrasse*

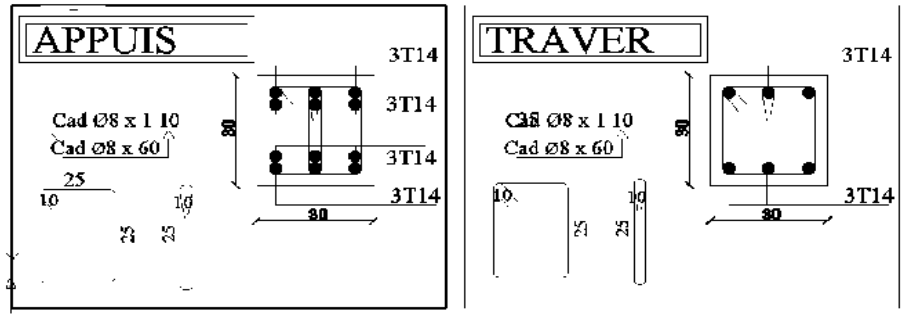


Figure.7. f*erraillage des poutres secondaires intermédiaire terrasse*

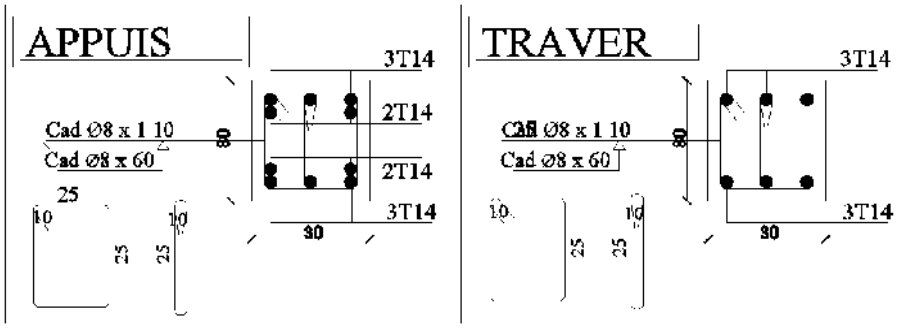


Figure.8. *Ferraillage des poutres principales de rive étage*

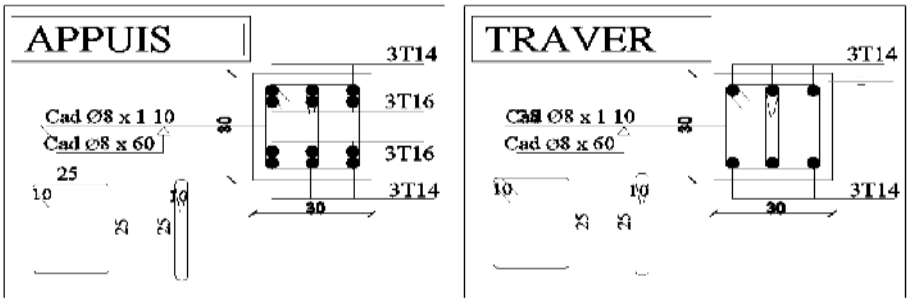


Figure V.9.*Ferraillage des poutres secondaires de rive étage*

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :

a) Selon le CBA93 :

$$A_l = \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 0.5\% \end{cases}$$

(B : section de béton comprimé)

Condition de non fragilité :

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

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

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\% \quad \text{(zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \quad \text{(zone de}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIb.

La distance maximale entre

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIb.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.
  h_e : la hauteur d'étage.

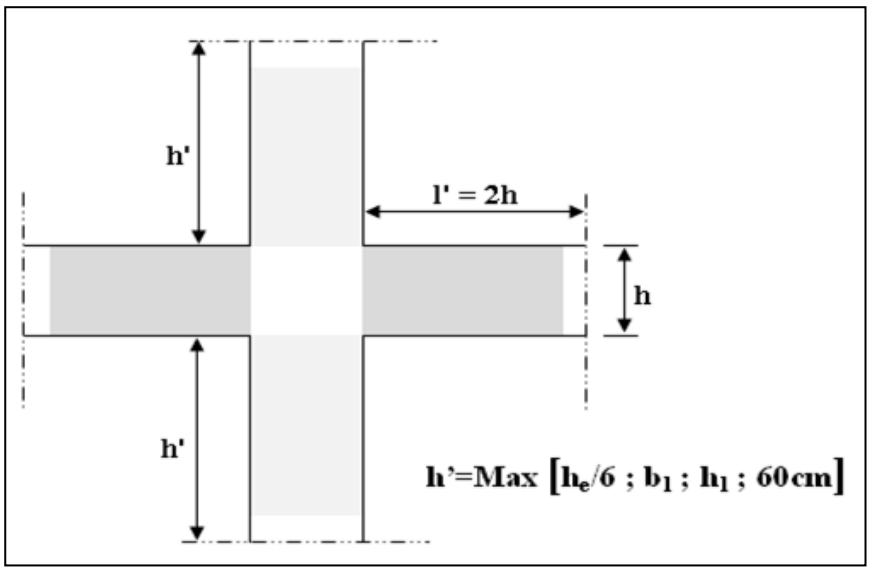


Figure V.9.*La zone nodale dans les poteaux*

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

1er cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $1.35G + 1.5Q$.

3eme cas : Effort normal minimal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0.8G \pm E$.

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u.(e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\,L_f^{\,2}(2+\alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = \text{Max}\left[\frac{L_0(cm)}{250}\,;2\text{ cm}\right]$$

e_1 : excentricité du 1er ordre provoquée par le moment de flexion égale à :

e_2 : excentricité du 2ème ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$$

L_f : longueur de flambement.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_a: excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

L_0 : longueur libre.

Tableau V.17.*Ferraillage des poteaux*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
7 (30*30)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	-4.83	29.355	12.506	2.80	2.40	8.10	8HA12=9.05
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ey	87.39	52.75	9.979	4.00	2.40	8.10	8HA12=9.05
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	ELU	193.74	3.192	0.64	2.40	2.40	8.10	8HA12=9.05
6 (30*30)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	-2.34	4.573	5.19	2.40	2.40	8.10	8HA12=9.05
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ey	79.2	24.66	47.8	2.40	3.60	8.10	8HA12=9.05
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	ELU	391.44	2.12	0.17	2.40	2.40	8.10	8HA12=9.05
5ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	22.37	10.525	2.08	2.80	2.80	11.03	12HA12=13.57
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ey	262.88	73.46	13.17	2.80	2.80	11.03	12HA12=13.57
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	529.53	2.373	0.029	2.80	2.80	11.03	12HA12=13.57
4ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	0.142	1.33	2.80	2.80	11.03	11.03	12HA12=13.57
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q + Ex	365.31	12.123	68.348	2.80	2.80	11.03	12HA12=13.57
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	365.31	12.123	68.348	2.8	2.8	11.03	12HA12=13.57
3ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	53.19	22.552	40.211	3.20	3.20	14.40	12HA14=18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q + Ex	469.06	11.56	64.212	3.20	3.20	14.40	12HA14=18.47
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	996.98	0.07	0.15	3.20	3.20	14.40	12HA14=18.47
2ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ey	31.19	19.49	31.01	3.20	3.20	14.40	12HA14=18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ex	245.97	23.936	50.31	3.20	3.20	14.40	12HA14=18.47
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	1202.02	1.093	0.31	3.20	3.20	14.40	12HA14=18.47
1er (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ey	57.51	15.1	2.18	3.60	3.60	18.23	12HA16=24.13
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	0.8G + Ex	1078.61	65.16	48.08	3.60	3.60	18.23	12HA16=24.13
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	1415.53	5.26	0.75	3.60	3.60	18.23	12HA16=24.13
RDC (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0.8G + Ex	67.25	5.295	4.017	3.60	3.60	18.23	12HA16=24.13
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q + Ey	750.43	52.67	38.38	3.60	3.60	18.23	12HA16=24.13
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1.35G + 1.5Q	1653.2	3.2	3.77	3.60	3.60	18.23	12HA16=24.13

Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser})selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Contrainte limite du béton :

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

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

Contrainte limite d'acier :

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive)

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

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

Tableau V.18.*Vérification des poteaux à l'E.L.S*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	$A_{x\ choisie}$ (cm^2)	$A_{y\ choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	Vérification
7 (30*30)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	54.93	0.02	2.1	6.79	2.26	8.80	0.00	11.20	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	94.31	1.66	1.116	6.79	2.26	1.20	0.00	17.40	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	142.26	2.23	0.49	6.79	2.26	1.60	0.00	23.30	Oui
6 (30*30)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	70.5	7.46	3.22	6.79	2.26	2.70	5.90	36.20	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	120.29	4.28	7.3	6.79	2.26	2.90	9.00	38.90	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	193.6	1.16	0.28	6.79	2.26	3.80	0.00	27.50	Oui
5ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	139.69	7.5	3.56	6.79	4.52	1.90	0.30	26.00	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	297.22	2.38	0.04	6.79	4.52	2.00	0.00	30.10	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	433.8	1.61	0	6.79	4.52	2.80	0.00	41.70	Oui
4ème (35*35)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	514.21	6.874	3.057	9.05	4.52	4.10	0.00	59.00	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	402.96	2.163	0.537	9.05	4.52	2.70	0.00	40.20	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	581.06	0.86	0.083	9.05	4.52	3.70	0.00	54.80	Oui
3ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	291.74	25.639	9.79	12.3	6.16	3.80	12.30	51.80	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	511.11	2.058	1.11	12.32	6.16	2.60	0.00	38.10	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	729.51	0.062	0.089	12.32	6.16	3.40	0.00	50.90	Oui
2ème (40*40)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	361.22	18.84	4.84	12.32	6.16	3.10	0.00	43.80	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	414.06	3.95	8.17	12.32	6.16	2.70	0.00	38.50	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	879.43	0.87	0.218	12.32	6.16	4.10	0.00	62.10	Oui
1er (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	307.78	0.25	3.53	16.08	8.04	1.30	0.00	18.90	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	1014.44	11.46	7.73	16.08	8.04	4.50	0.00	66.00	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	1035.62	3.98	0.54	16.08	8.04	4.00	0.00	59.00	Oui
RDC (45*45)	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	361.86	0.53	0.81	16.08	8.04	1.40	0.00	20.50	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corres}$	G + Q	578.48	16.66	0.471	16.08	8.04	2.80	0.00	40.90	Oui
	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	G + Q	1201.19	2.25	0.73	16.08	8.04	4.50	0.00	67.20	Oui

V.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton est donné précédemment dans le tableau V.8.

b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 : [02]

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si} \quad \lambda > 5 \\ 0.04 & \text{si} \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : élancement mécanique ; L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ; I : Moment d'inertie du poteau

B : Section du poteau

Tableau V.19.*Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux*

Niveau	**Section (cm^2)**	**T_u (kN)**	**τ_u (MPa)**	**ρ_d**	Combinaison	**$\bar{\tau}_{bu}$ RPA(MI**	**$\bar{\tau}_{bu}$ CBA(MI**	Vérification (**MPa**)
7ème	30*30	38.15	0.46	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui
6ème	30*30	-60.45	0.73	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui
5ème	35*35	-68.22	0.60	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui
4ème	35*35	-71.74	0.63	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui
3ème	40*40	-68.14	0.45	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui
2ème	40*40	-70.22	0.47	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui
1er	45*45	-56.69	0.30	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui
RDC	45*45	-49.99	0.26	0.075	G+Q+Ey	1.88	3.26	Oui

V.3.2. Armatures transversales :[02]

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_I . f_e}$$

T_u : effort tranchant

h_I : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} 10\ \text{cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ;\ 10\emptyset_l] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

ρ_a : coefficient correcteur en fonctiondes l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si} \quad \lambda > 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si} \quad \lambda \leq 5$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t . b_1} \geq 0.3\% \quad \text{si} \quad \lambda > 5$$

$$0.3\% \leq \frac{A_t}{t . b_1} \leq 0.8\% \quad \text{si} \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t . b_1} \geq 0.8\% \quad \text{si} \quad \lambda \leq 3$$

Tableau V.20 .*Ferraillage transversal des poteaux*

section	T_u(kN)	A_t(cm^2)	λ_γ	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	choix
30*30	60.45	3.02	10.2	2.5	14.08	courante	13	6Ø8
						nodale	10	
35*35	71.74	3.02	8.74	2.5	13.85	courante	13	6Ø8
						nodale	10	
40*40	70.22	3.02	7.65	2.5	16.71	courante	13	6Ø8
						nodale	10	
45*45	56.69	3.02	6.8	2.5	22.55	Courante	13	6Ø8
						Nodale	10	

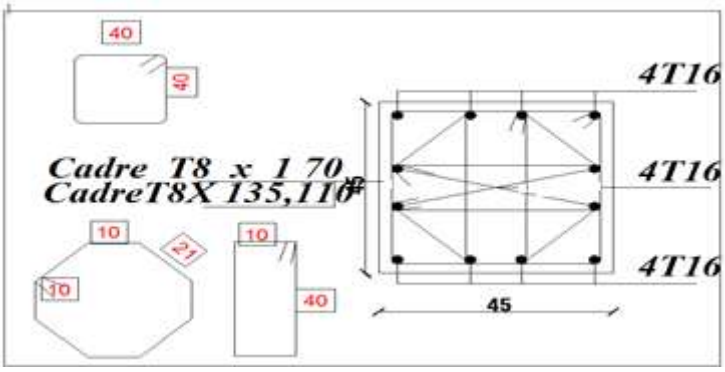


Figure V.10.*Ferraillage poteaux 45*45*

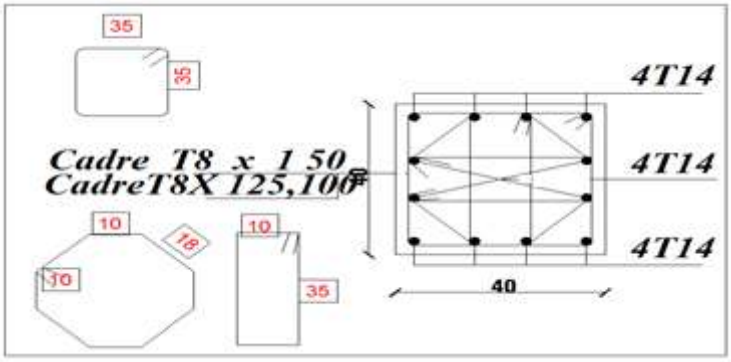


Figure V.11.*Ferraillage poteaux 40*40*

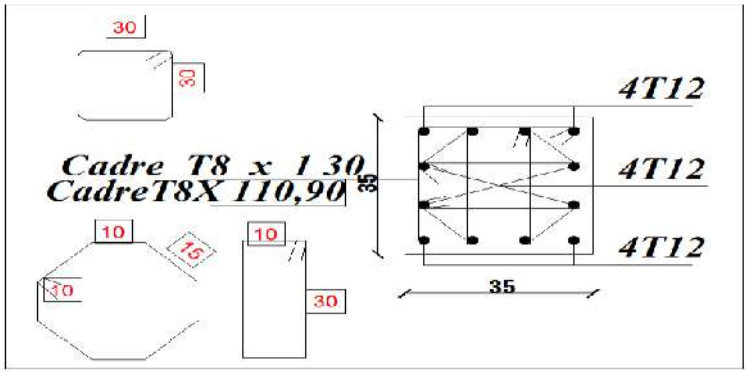


Figure V.12.*Ferraillage poteaux 35*35*

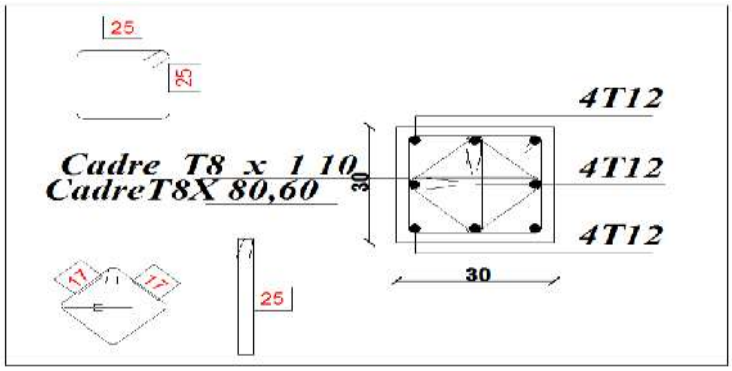


Figure V.13.*Ferraillage poteaux 35*35*

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\,\emptyset = \begin{cases} 70\text{ cm pour } \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\text{ cm pour } \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

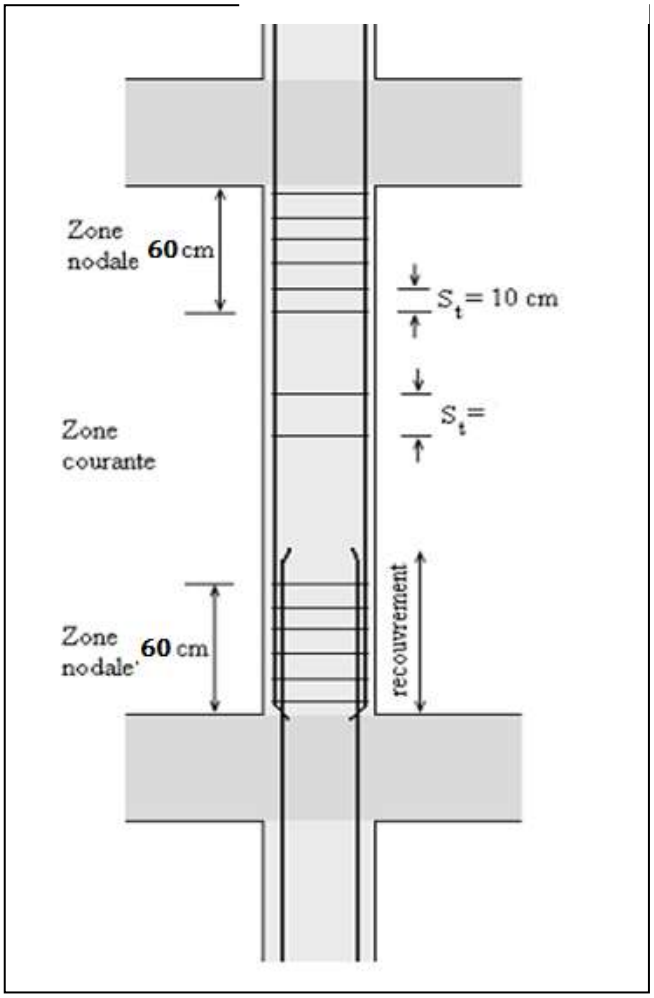


Figure V.14.*Disposition des armatures dans les poteaux*

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés pour :

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

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

Dans notre projet, on a des voiles pleins seulement. Il sont ferraillés en flexion composé.

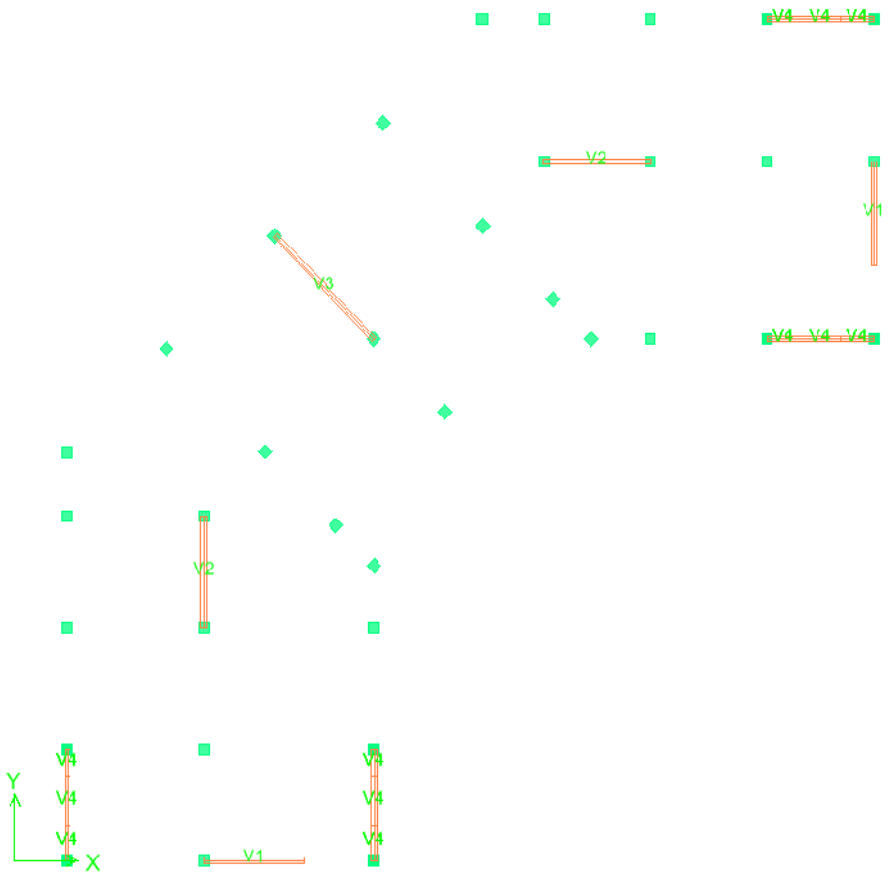


Figure V.15.*Désignation des voiles*

V.4.1. Recommandation selon les règlements :

V.4.1.1. Armatures verticales :

L'acier choisi pour le ferraillage est de type haute adhérence Fe E400.

a) Selon le CBA93 :[01]

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 5\%$$

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon le RPA99 version2003 :[02]

$A_{min} = 0.2\% \times B_t = 0.2\% \times a.L_t$ (section tendue)

$A_{min} = 0.15\% \times B = 0.15\% \times a.L$ (section globale)

$A_{min} = 0.10\% \times B_c = 0.10\% \times a.L_c$ (section courante)

$S_v \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v \ \text{(zone courante)} \\ S_v/2 \ \text{(zone d'extrémité) } L/10 \end{cases}$$

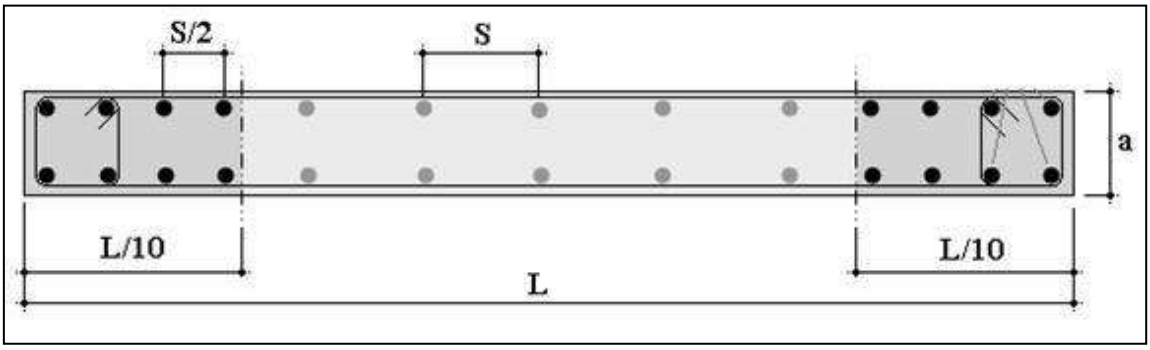


Figure V.16.*Disposition des armatures verticales des voiles*

V.4.1.2. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant « V «.

a) Selon le CBA93 :[01]

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq Min[0.9d\ ;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . f_e}{0.4\ a} \quad , S_h \leq \frac{0.9\ f_e}{\gamma_s . a . \tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

b) Selon le RPA99 version2003 :[02]

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

V.4.1.3. Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures ronds lisses de nuance Fe E235, elles sont perpendiculaires aux faces du refends, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales). Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40Ø : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20Ø : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10Ø dans l'extrémité de l'armature.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

Tableau V.21.*Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\boldsymbol{f_{c28} = 25\ MPa}$	Fe E400	$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400
$\boldsymbol{\sigma_b = 14.17\ MPa}$	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.4.2. Calcul de ferraillage :

V.4.2.1. Armatures verticales :

VOILE PLEIN

Les résultats de calcul d'armatures verticales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.22.*Calcul des armatures verticales des voiles*

VOILE V1								
Niveau	**Voile**	**S**	**N (kN)**	**M**	**Situation**	**$A_{calculée}$**	**S_t**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**
RDC	V1	15×300	2170.65	4635.2	ACC	52.3	15	2×18HA14=55.42
1er étage			1911.08	3000.03	ACC	38.1	15	2×18HA12=40.72
2ème			1616.99	2339.75	ACC	30.6	15	2×18HA12=40.72
3ème			1322.47	1493.73	ACC	21.6	15	2×18HA10=28.27
4ème			1023.25	964.88	ACC	15.1	15	2×18HA10=28.27
5ème			731.99	798.55	ACC	11.7	15	2×18HA10=28.27
6ème			462.13	804.57	ACC	9.8	15	2×18HA8=18.10
7ème			216.34	536.87	ACC	5.7	15	2×18HA8=18.10

VOILE V2								
Niveau	**Voile**	**S**	**N (kN)**	**M**	**Situation**	**$A_{calculée}$**	**S_t**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**
RDC	V2	15×320	1867.42	8595.24	ACC	74.3	20	2×21HA16=84.45
1er étage			1640.07	6085.69	ACC	55.3	20	2×21HA14=64.65
2ème étage			1415.9	4334.22	ACC	41.5	20	2×21HA12=47.50
3ème étage			1190.69	2749.04	ACC	28.6	20	2×21HA12=47.50
4ème étage			959.09	1640.34	ACC	18.7	20	2×21HA10=32.99
5ème étage			723	1144.97	ACC	13.4	20	2×21HA10=32.99
6ème étage			483.94	660.22	ACC	8.2	20	2×21HA8=21.11
7ème étage			246.36	358.5	ACC	4.3	20	2×21HA8=21.11
VOILE V3								
Niveau	**Voile**	**S**	**N (kN)**	**M**	**Situation**	**$A_{calculée}$**	**S_t**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**
RDC	V3	15×420	2562.66	9977.08	ACC	66.4	20	2×28HA14=89.28
1er étage			2268.19	7774.95	ACC	53.3	20	2×28HA12=63.33
2ème étage			1951.08	5811.53	ACC	41.2	20	2×28HA12=63.33
3ème étage			1638.64	3977.19	ACC	29.9	20	2×28HA10=43.98
4ème étage			1317.98	2541.68	ACC	20.6	20	2×28HA10=43.98
5ème étage			991.35	1497.98	ACC	13.3	20	2×28HA10=43.98
6ème étage			662.04	855.38	ACC	8.1	20	2×28HA8=28.15
7ème étage			341.18	487.33	ACC	4.4	20	2×28HA8=28.15

VOILE V4

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V4	15×100	3142.09	290.09	ACC	28.1	14	2×7HA16=28.15
1er étage			2543.49	228.77	ACC	22.3	14	2×7HA16=28.15
2ème étage			1939.33	218.09	ACC	20.1	14	2×7HA14=21.55
3ème étage			1371.24	152.05	ACC	14.1	14	2×7HA12=15.83
4ème étage			913.7	116.66	ACC	10.6	14	2×7HA10=11.00
5ème étage			557.35	72.78	ACC	6.6	14	2×7HA10=11.00
6ème étage			299.53	95.5	ACC	4.9	14	2×7HA8=7.04
7ème étage			194.46	90.17	ACC	3.7	14	2×7HA8=7.04

Tableau V.23.*Vérification des contraintes à l'E.L.S*

VOILE V1										
Niveau	**Voile**	**S (cm^2)**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**σ_b (MPa**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPa)**	**$\overline{\sigma_s}$ (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$**
RDC	V1	15×300	1271.7	102.65	2×27.72	1.8	42.6	15	201.63	Oui
1er étage			1116.2	109.2	2×20.34	1.9	36.4	15	201.63	Oui
2ème étage			960.06	174.07	2×20.34	1.9	28	15	201.63	Oui
3ème étage			804.46	115.62	2×14.22	1.7	23.9	15	201.63	Oui
4ème étage			645.52	94.22	2×14.22	1.4	19.1	15	201.63	Oui
5ème étage			848	74.42	2×14.22	1	14.1	15	201.63	Oui
6ème étage			320.93	65.41	2×9.00	0.8	8.1	15	201.63	Oui
7ème étage			159.27	34.26	2×9.00	0.4	3.9	15	201.63	Oui

VOILE V2

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V2	15×320	2548.1	288.66	2×42.21	2.7	77.2	15	201.63	Oui
1er étage			2245.5	326.13	2×32.34	3.1	66.5	15	201.63	Oui
$2^{ème}$ étage			1934.1	307.36	2×23.73	3.2	55.8	15	201.63	Oui
$3^{ème}$ étage			1627.6	285.15	2×23.73	2.8	45.9	15	201.63	Oui
$4^{ème}$ étage			1310.6	241.65	2×16.59	2.6	35.2	15	201.63	Oui
$5^{ème}$ étage			987.42	196.44	2×16.59	2	25.9	15	201.63	Oui
$6^{ème}$ étage			658.47	148.86	2×10.5	1.6	15.5	15	201.63	Oui
$7^{ème}$ étage			328.49	98.82	2×10.5	0.9	6.6	15	201.63	Oui

VOILE V3

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V3	15×420	3331.6	798.97	2×43.12	3.7	72.5	15	201.63	Oui
1er étage			2921.9	725	2×31.64	3.9	61.9	15	201.63	Oui
$2^{ème}$ étage			2606.5	638.38	2×31.64	3.5	55.4	15	201.63	Oui
$3^{ème}$ étage			2096.8	572.4	2×22.12	3.3	41.5	15	201.63	Oui
$4^{ème}$ étage			1681.6	453.19	2×22.12	2.6	33.4	15	201.63	Oui
$5^{ème}$ étage			1262.2	346.88	2×22.12	2	24.9	15	201.63	Oui
$6^{ème}$ étage			839	227.61	2×14	1.5	15.6	15	201.63	Oui
$7^{ème}$ étage			417	116.14	2×14	0.7	7.7	15	201.63	Oui

VOILE V4 (trumeau)										
Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V4	15×100	921.82	55.14	2×14.07	3.7	82.3	15	201.63	Oui
1er étage			798.62	36.17	2×14.07	2.9	74.2	15	201.63	Oui
2ème étage			658.27	47.99	2×10.78	3.4	56.4	15	201.63	Oui
3ème étage			548.42	44.17	2×7.92	3.5	44.3	15	201.63	Oui
4ème étage			438.34	38.43	2×5.50	3.2	32.4	15	201.63	Oui
5ème étage			324.01	30.16	2×5.50	2.4	23.3	15	201.63	Oui
6ème étage			215.91	26.61	2×3.52	1.9	12.9	15	201.63	Oui
7ème étage			132.03	32.24	2×3.52	1.7	1.6	15	201.63	Oui

Tableau V.24.*Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

VOILE V1						
Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Amin CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
RDC	V1	15×300	2×27.72	4.5	6.75	oui
1er étage			2×20.34	4.5	6.75	oui
2ème étage			2×20.34	4.5	6.75	oui
3ème étage			2×14.22	4.5	6.75	oui
4ème étage			2×14.22	4.5	6.75	oui
5ème étage			2×14.22	4.5	6.75	oui
6ème étage			2×9.00	4.5	6.75	oui
7ème étage			2×9.00	4.5	6.75	oui

VOILE V2						
Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Amin CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
RDC	V2	15×320	2×42.21	4.8	7.2	201.63
1er étage			2×32.34	4.8	7.2	201.63
2ème étage			2×23.73	4.8	7.2	201.63
3ème étage			2×23.73	4.8	7.2	201.63
4ème étage			2×16.59	4.8	7.2	201.63
5ème étage			2×16.59	4.8	7.2	201.63
6ème étage			2×10.5	4.8	7.2	201.63
7ème étage			2×10.5	4.8	7.2	201.63

VOILE V3						
Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Amin CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
RDC	V3	15×420	2×43.12	6.3	9.45	201.63
1er étage			2×31.64	6.3	9.45	201.63
2ème étage			2×31.64	6.3	9.45	201.63
3ème étage			2×22.12	6.3	9.45	201.63
4ème étage			2×22.12	6.3	9.45	201.63
5ème étage			2×22.12	6.3	9.45	201.63
6ème étage			2×14	6.3	9.45	201.63
7ème étage			2×14	6.3	9.45	201.63

VOILE V4						
Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Amin CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
RDC	V4	15×100	2×43.12	6.3	9.45	201.63
1er étage			2×31.64	6.3	9.45	201.63
2ème étage			2×31.64	6.3	9.45	201.63
3ème étage			2×22.12	6.3	9.45	201.63
4ème étage			2×22.12	6.3	9.45	201.63
5ème étage			2×22.12	6.3	9.45	201.63
6ème étage			2×14	6.3	9.45	201.63
7ème étage			2×14	6.3	9.45	201.63

V.4.2.2. Armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme $\emptyset_h$ est connue, alors : $A_h = 2 \times a_h = 2 \times \pi {\emptyset_h}^2/4$

$$\emptyset_h = 10\ mm \quad \Rightarrow \quad A_h = 1.57\ cm^2$$

$$S_h \leq \frac{0.9 A_h \frac{f_e}{\gamma_s}}{a.(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}$$

$k = 1 + 3(\sigma_c/f_{cj})$ (flexion composée avec compression)

$k = 1 - 10(\sigma_c/f_{cj})$ (flexion composée avec traction)

$$\sigma_c = \frac{N_c}{B} \quad , \quad \sigma_t = \frac{N_t}{B} \quad , \quad B = L.a$$

σ_c : Contrainte de compression

σ_t : Contrainte de traction

N_c : Effort normal de compression

N_c : Effort normal de traction

B : Section totale du béton

L. : Longueur du voile

Selon le CBA93 :[01]

$$S_h \leq \text{Min}[0.9d\ ;\ 40\text{cm}]$$

Selon le RPA99 version2003 (Art.7.7.4.3) :[02]

$$S_h \leq \text{Min}[1.5a\ ;\ 30\text{cm}]$$

$$A_{min} = 0.15\%B$$

Tableau V.25.*Calcul des armatures horizontales des voiles*

VOILE V1							
Niveau	**Voile**	**B (cm^2)**	**S_h (cm) CBA**	**S_h (cm) RPA**	**S_h (cm)**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{h\ choisie}$ (cm^2)**
RDC	V1	15×300	40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70
1er étage			40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70
2ème étage			40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70
3ème étage			40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70
4ème étage			40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70
5ème étage			40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70
6ème étage			40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70
7ème étage			40	22.5	15	6.75	2×17HA10=26.70

VOILE V2							
Niveau	**Voile**	**B (cm^2)**	**S_h (cm) CBA**	**S_h (cm) RPA**	**S_h (cm)**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{h\ choisie}$ (cm^2)**
RDC	V2	15×320	40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27
1er étage			40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27
2ème étage			40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27
3ème étage			40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27
4ème étage			40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27
5ème étage			40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27
6ème étage			40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27
7ème étage			40	22.5	15	7.2	2×18HA10=28.27

VOILE V3							
Niveau	**Voile**	**B (cm^2)**	**S_h (cm) CBA**	**S_h (cm) RPA**	**S_h (cm)**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{h\ choisie}$ (cm^2)**
RDC	V3	15×420	40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27
1er étage			40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27
2ème étage			40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27
3ème étage			40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27
4ème étage			40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27
5ème étage			40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27
6ème étage			40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27
7ème étage			40	22.5	15	9.45	2×17HA10=28.27

VOILE V4(trumeau)							
Niveau	**Voile**	**B (cm^2)**	**S_h (cm) CBA**	**S_h (cm) RPA**	**S_h (cm)**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{h\ choisie}$ (cm^2)**
RDC	V4	15×100	40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27
1er étage			40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27
2ème étage			40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27
3ème étage			40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27
4ème étage			40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27
5eme étage			40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27
6ème étage			40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27
7ème étage			40	22.5	15	2.25	2×17HA10=28.27

V.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$$\emptyset_v = 12\text{mm} \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \geq 12/3 = 4\text{mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte : } \emptyset_t = 6\text{mm}.$$

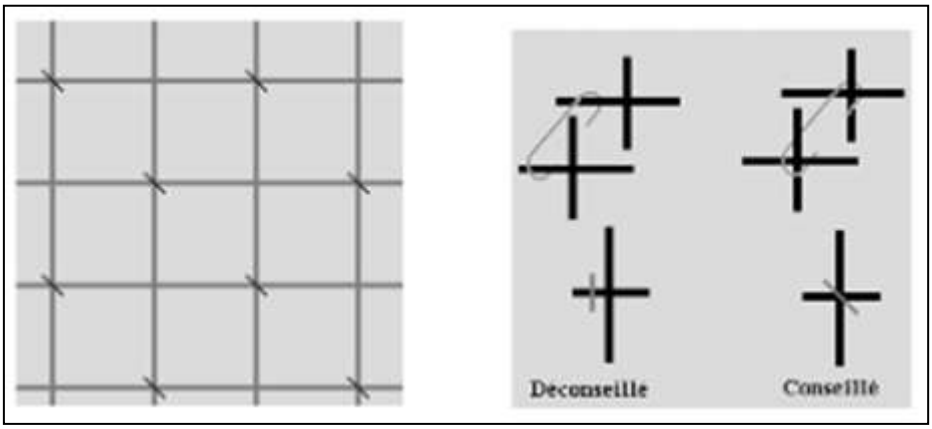


Figure V.17.*Disposition des épingles*

La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\ \emptyset = 60$ cm

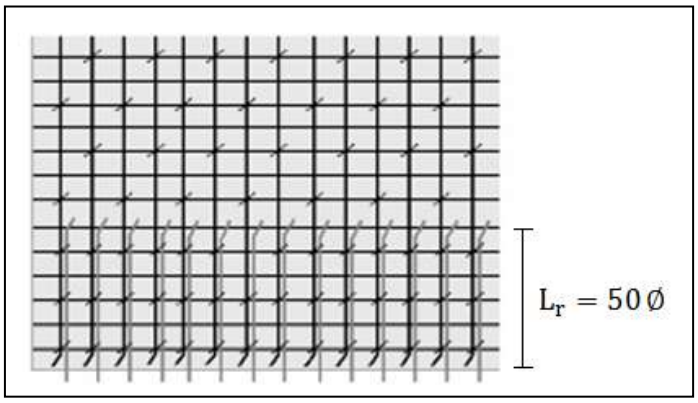


Figure V.18.*La zone de recouvrement des voiles*

V.4.2.4. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

- **Selon le CBA 93 [01]:**

Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [02] :**

La contrainte limites de cisaillement :
$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage : on devra disposer :
- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1 .Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.3.1] [02] :

- **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas

$\lambda > 1$ (linteau longe)

$\lambda = 1/h$

$\lambda < 1$(linteau court)

a. linteau long $\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{\bar{T}}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.Z = h – 2 d'

b. linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir :$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On les calcul comme suit:

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec :$Z = h - 2\,d'$

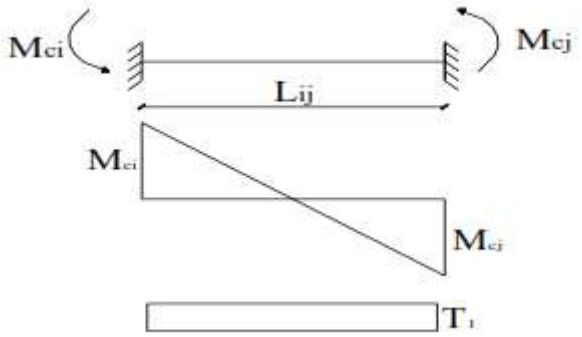


Figure. V.19 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2.Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) :selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.3.2] [02] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha . f_e}$ avec: $tg\,\alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

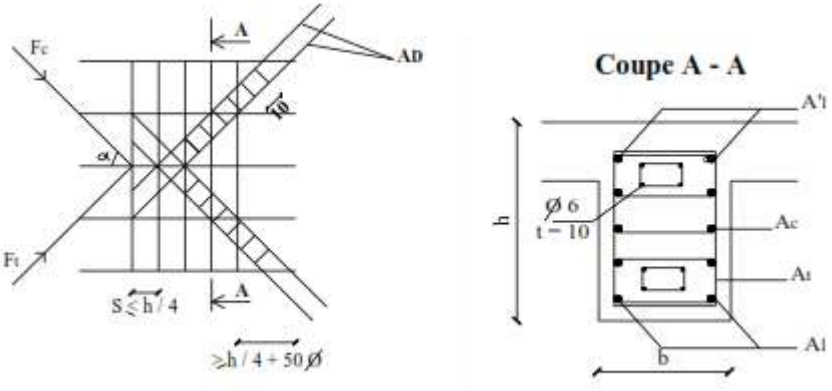


Figure. V.20 : Armatures du linteau selon le RPA 99

Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.3.3] [02] :

On a : $A_l \geq 0.15\%b.h$

$A_c \geq 0.20\%\ b.h$

- $A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$
- $A_D = 0.15\%\ b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28}$

- $A_t \geq 0.15\%\ b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$
- $A_t \geq 0.25\%\ b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant

Tableau .V.2*6* : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

VOILE V4								
Niveau	**Voile**	**LI (cm^2)**	**h**	**V(kN)**	**V(kN)**	**τ_b(Mpa)**	**0.2fc28(Mpa)**	**verification**
RDC	V4	15×120	1.66	622.65	871.71	3.89	5	oui
1er étage				586.9	821.66	3.666	5	oui
2ème étage				578.51	809.91	3.614	5	oui
3ème étage				482.25	675.15	3.013	5	oui
4ème étage				374.06	523.68	2.337	5	oui
5 eme étage				278.1	389.34	1.737	5	oui
6ème étage				179.06	250.68	1.119	5	oui
7ème étage				48.59	68.026	0.304	5	oui

Tableau .V.2*7*: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

VOILE V1									
	Dimension			**Effort**		**A ferraillagecalculer**			
Niveau	**Voile**	**LI (cm^2)**	**h**	**V(kN)**	**M (kN.m)**	**AL (cm^2)**	**AD (cm^2)**	**St (cm)**	**At**
RDC	V4	15×300	1.66	622.65	448.41	(2HA12)=2.7	9.61	15	0.56
1er étage				586.9	409.17	(2HA12)=2.7	9.06	15	0.56
2ème étage				578.51	421.14	(2HA12)=2.7	8.93	15	0.56
3ème étage				482.25	347.95	(2HA12)=2.7	7.44	15	0.56
4ème étage				374.06	271.78	(2HA12)=2.7	5.77	15	0.56
5 eme étage				278.1	201.72	(2HA12)=2.7	4.29	15	0.56
6ème étage				179.06	121.91	(2HA12)=2.7	0	15	1.58
7ème étage				48.59	36.15	0.79	0	15	1.58

	VOILE V4					
	ferraillage adopter					
Niveau	**Voile**	**LI (cm^2)**	**h**	**AL choisi (cm^2)**	**AD choisi (cm^2)**	**At choisi (cm^2)**
RDC	V4	15×120	1.7	2×(2HA10)=3.14	2×(4HA14) =12.32	2×(7HA10)=11.00
1er étage				2×(2HA10)=3.14	2×(4HA14) =12.32	2×(7HA10)=11.00
2ème étage				2×(2HA10)=3.14	2×(4HA14) =12.32	2×(7HA10)=11.00
3ème étage				2×(2HA10)=3.14	2×(4HA14) =12.32	2×(7HA10)=11.00
4ème étage				2×(2HA10)=3.14	2×(4HA14) =12.32	2×(7HA10)=11.00
5 eme étage				2×(2HA10)=3.14	2×(4HA14) =12.32	2×(7HA10)=11.00
6ème étage				2×(2HA10)=3.14	0	2×(7HA10)=11.00
7ème étage				2×(2HA10)=3.14	0	2×(7HA10)=11.00

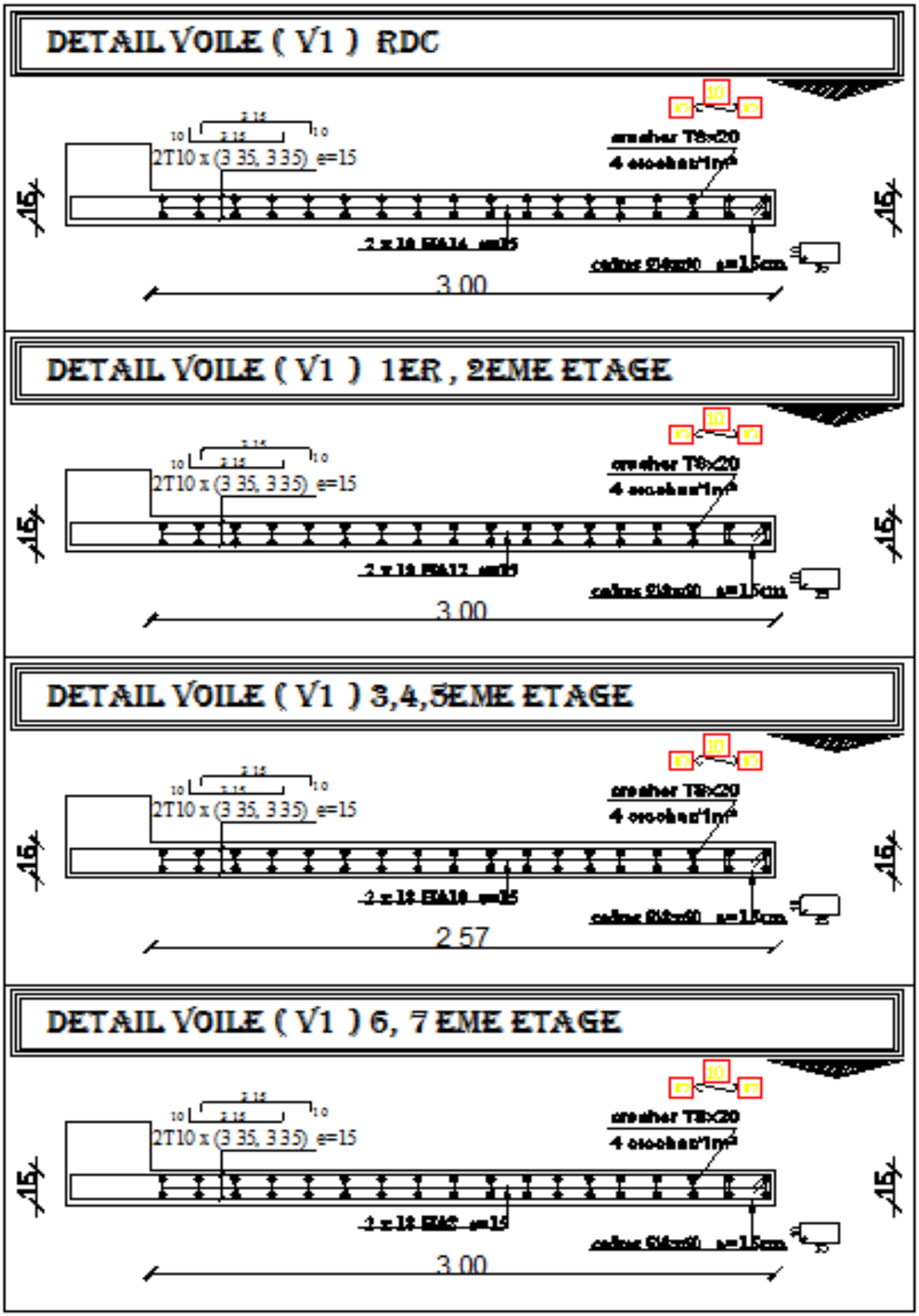


Figure V.21. Ferraillage du voile V1

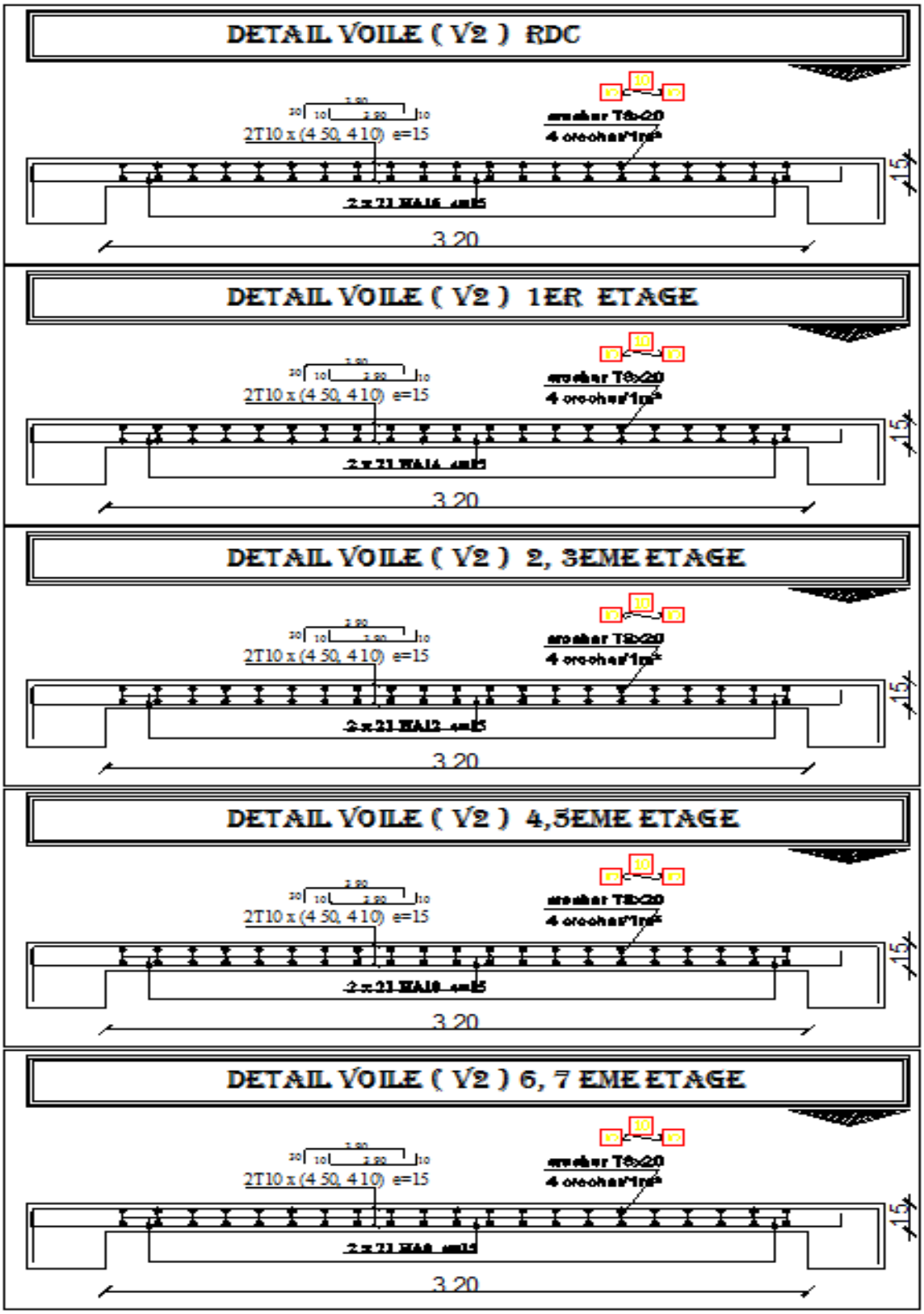


Figure V.22. Ferraillage du voile V2

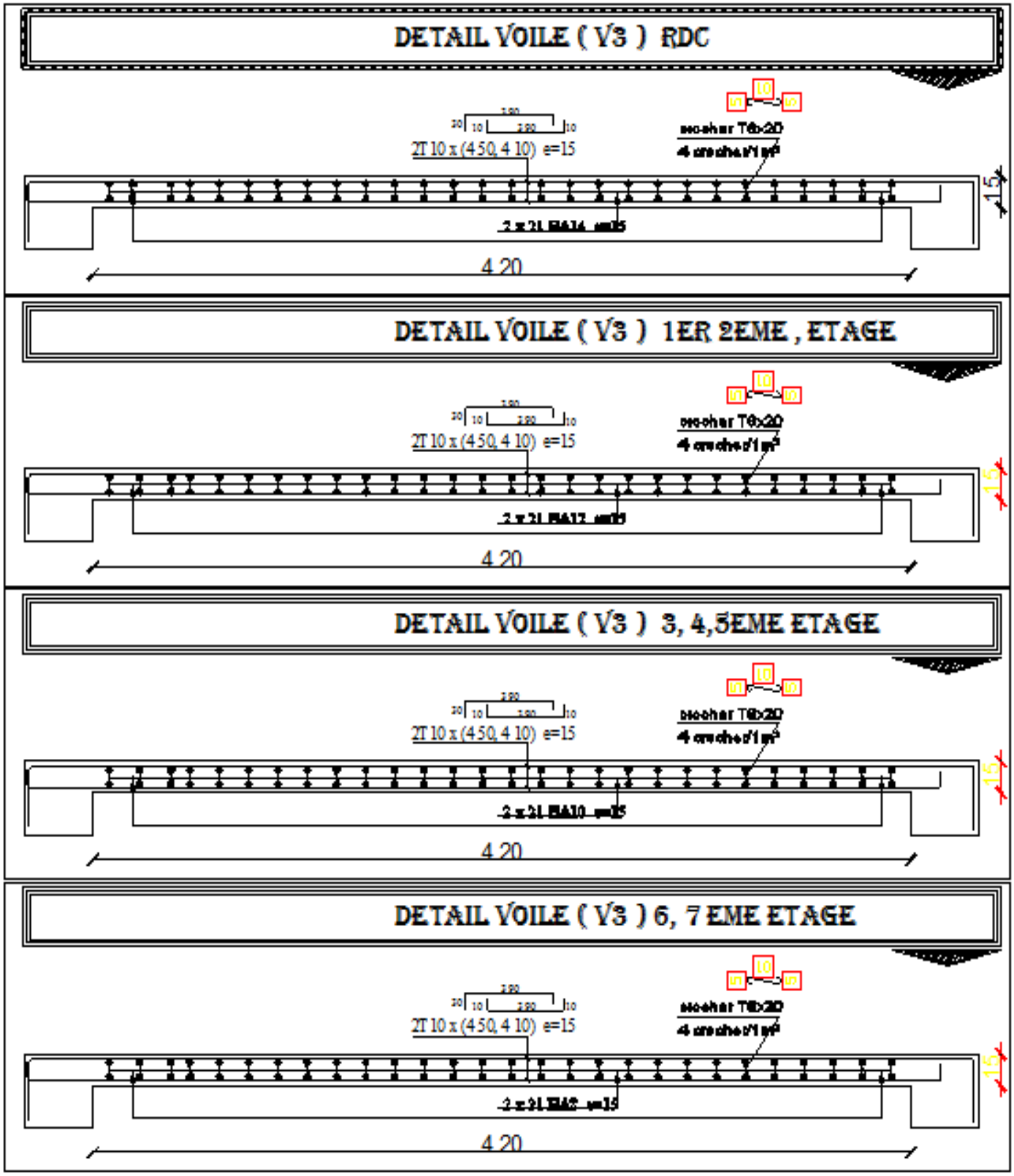


Figure V.23. Ferraillage du voile V3

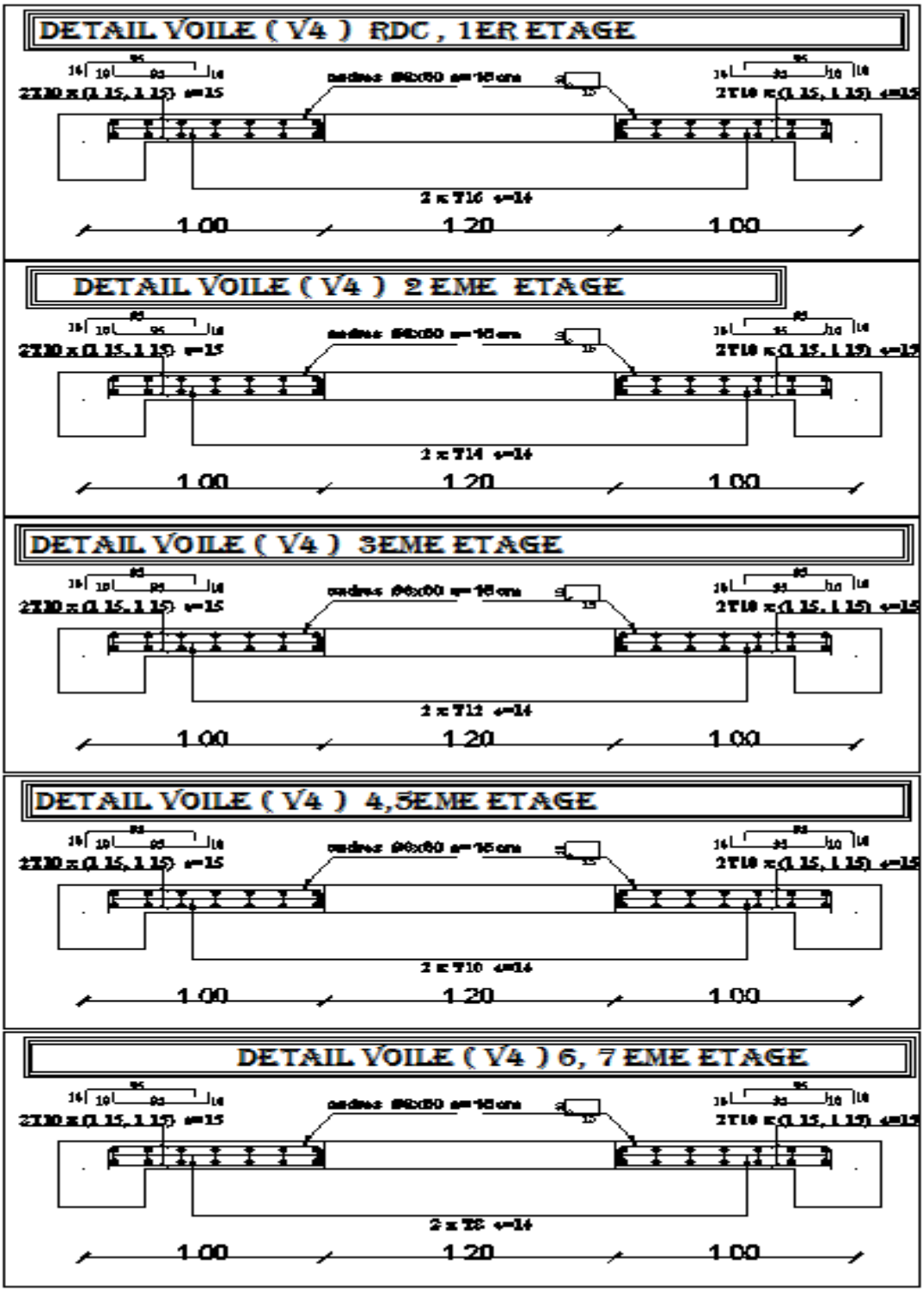


Figure V.24 Ferraillage du voile V4

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-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.

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

VI.2. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc...)
- fondations semi profondes (puits)
- fondations profondes (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 du sol sont déterminées dans le rapport du sol donnée par le laboratoire "GEOTECHNICAL AND CONSTRUCTION ENGENEERING".

VI.3.1. Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée

q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{20}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\mathbf{R_P^e = 30\ bars}$ à partir de la profondeur $z = 4.00m$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$Q_{adm} = 2.00 bars$$

VI.3.2. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à quatre mètres (1,50m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit : **D=1.50 m**

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 11{,}01°$, $C = 36\ kPa$, $\gamma_h = 20.02\ kN/m^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 2.00$ bar avec un ancrage de 1.50 m donc D= 1.50m

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

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.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux dans notre structure, les semelles seront de trois types :

- semelles isolées ;
- semelles filantes sous voiles ;
- semelles filantes sous poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

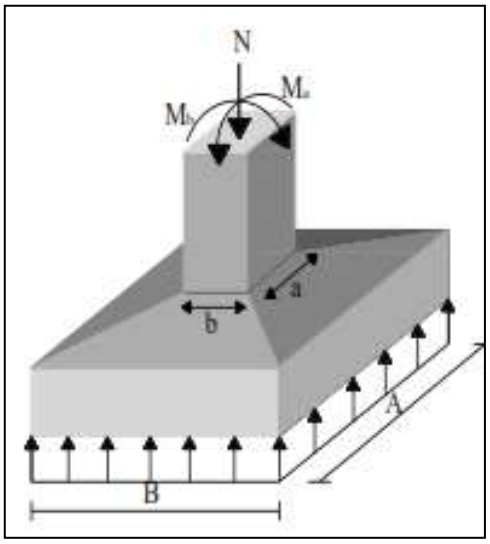


Figure VI.1. Semelle isolée sous poteau

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$\sigma_{sol} = 0.20$ MPa , $a = b = 50$ cm , $c = 3$ cm

Tableau VI.1. *Dimensionnement des semelles isolées*

Semelle	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	c (m)
S1	1852.03	5.516	3.044	3.044	3.05	3.05	0.70	0.65	0.05

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L_{max} = 4.525 \Rightarrow \frac{1.5(3.05+3.05) = T_{Yk}}{2} = 4.575(c.n.v)$$

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

VI.4.2.1. Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donne qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique. $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$[\sigma_{sol}] = 0.2$ MPa (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S}$$

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

$$S = 1000 \times B \ (mm^2)$$

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle. $d \geq \frac{B-b}{4}$, $h = d + c$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés. $e \approx \frac{h}{2}$ à $\frac{h}{3}$, $e \geq 6\emptyset + 6$ ($\emptyset$ en cm)

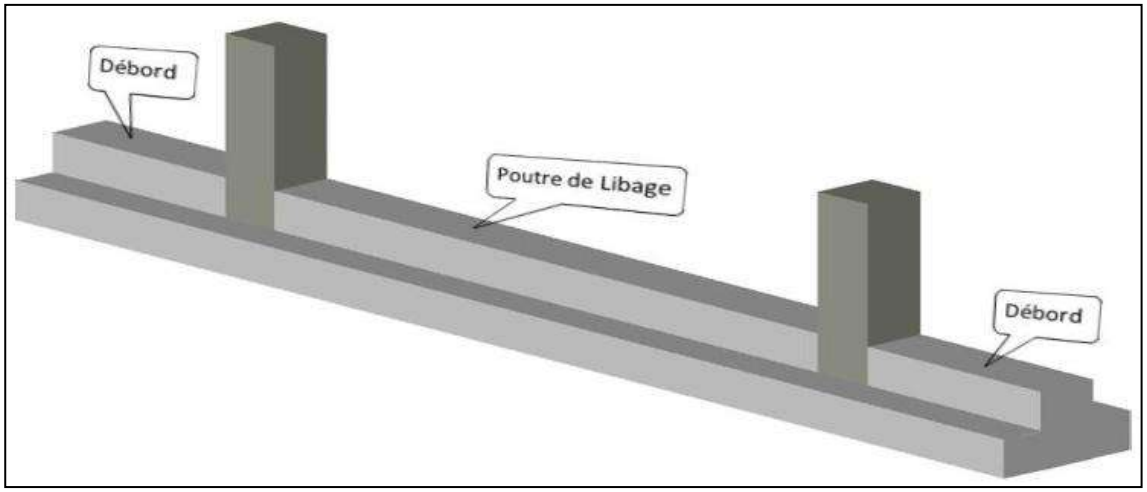


Figure VI.2. *Semelle filante sous poteaux*

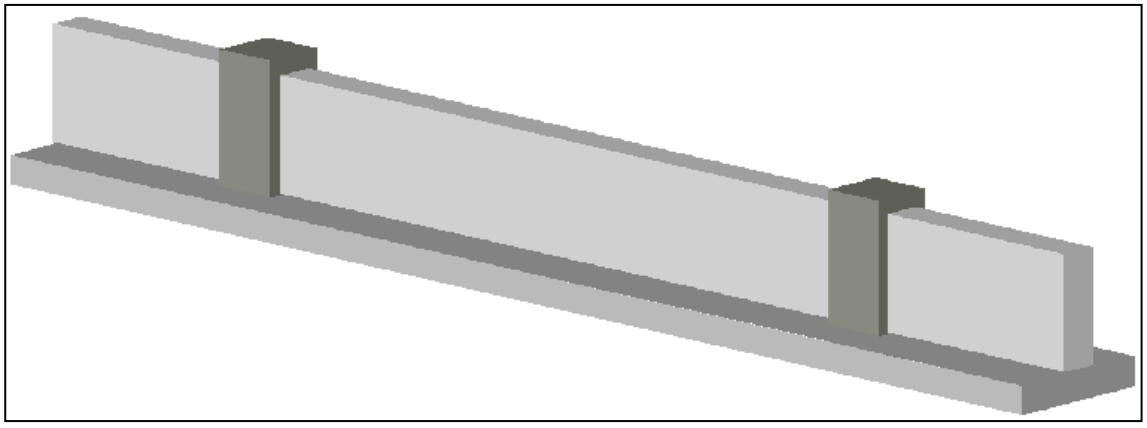


Figure VI.3. *Semelle filante sous voiles*

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. *Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	N_{ser}/ml (kN/ml)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	c (m)
SF1	40.8	12226.9	299.68	1.50	1.95	0.45	0.3	0.05
SF2	34.2	10950.3	320.18	1.60	1.95	0.45	0.3	
SF3	26.1	4235.92	162.30	0.81	1.3	0.3	0.25	
SFA	9.1	1997.59	219.52	1.10	1.3	0.3	0.25	
SFF	1.6	458.585	286.62	1.43	1.95	0.45	0.3	
SFG	4.1	1665.78	406.29	2.03	2.5	0.6	0.45	

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.2\ MPa$$

Tableau VI.3. *Vérification des contraintes des semelles filantes*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{(amorces\ pot)}$ (kN)	$P_{(amorces\ voiles)}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	Nt (kN)	σ (Mpa* 10^{-3})	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	12226.89	895.05	98.72	30.94	1670.76	79.56	14922.36	1.88	Oui
SF2	10950.30	750.26	83.53	32.63	1400.49	66.69	13217.21	1.98	Oui
SF3	4235.92	254.48	68.34	30.94	814.32	33.93	5404.00	1.59	Oui
SFA	1997.59	88.73	22.78	15.61	283.92	11.83	2408.63	2.4	Oui
SFF	458.59	35.10	15.19	0.00	65.52	3.12	574.39	1.84	Oui
SFG	1665.78	153.75	15.19	20.53	184.5	10.25	2039.74	1.99	Oui

VI.4.2.2. Ferraillage :

La semelle n'est pas sollicitée longitudinalement car l'action du mur s'annule avec le réaction du sol. Par contre, elle est sollicitée transversalement, c'est à dire qu'elle fléchit autour de l'axe parallèle au mur.

On utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles. Cette méthode admet que la charge N centrée agissant par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\overline{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. $A = \text{Max}[A_{ELU} \text{ et } A_{ELS}]$

Tableau VI.4. *Armatures principales des semelles filantes*

Semelle	L(m)	B (m)	b (m)	d(m)	Nu (kN)	Nu/ml (kN/ml)	Mu/ml (kN.m/ml)	Acalculée (cm²/ml)	Achoisie (cm²)	Esp (cm)
SF1	40.8	1.95	0.45	0.3	16707.64	409.50	66.72	12.69	7HA16=14.07	14
SF2	34.2	1.95	0.45	0.3	14989.69	438.30	54.16	13.59	7HA16=14.07	14
SF3	26.1	1.3	0.45	0.25	5688.59	217.95	50.78	4.59	7HA12=9.05	14
SFA	9.1	1.3	0.45	0.25	1363.40	149.82	2.68	3.16	7HA12=9.05	14
SFF	1.6	1.95	0.45	0.3	625.62	391.01	13.94	12.12	7HA16=14.07	14
SFG	4.1	2.5	0.45	0.45	2057.00	501.71	266.46	14.17	7HA16=14.07	14

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en } [m] \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en } [cm^2]$$

Tableau VI.5. *Armatures de répartition des semelles filantes*

Semelle	$A_{rép}$=A.B/4 (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	Esp (cm)
SF1	6.86	9HA12=10.18	20
SF2	6.86	9HA12=10.18	20
SF3	2.94	6HA12=6.79	20
SF4	2.94	6HA12=6.79	20
SF5	6.86	9HA12=10.18	20
SF6	8.79	12HA12=13.57	20

c) Longueur de scellement " l_s " :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " l_s " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\,\tau_s} \quad , \quad \tau_s = 2.8\ \text{MPa}$$

$l_s > B/4$: Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.

$B/8 \leq l_s \leq B/4$: Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

$l_s < B/8$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

Tableau VI.6. *Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes*

Semelle	Ø (mm)	l_s (cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1 , SF2,SF F,	16	57.14	24.375	48.75	Courbe
SF G	16	57.14	31.25	62.5	Courbe
SF3 , SF4	12	42.86	16.25	32.5	Courbe

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement : [RPA99] ► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement. $e = M/N \leq B/4$

Tableau VI.7. *Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes*

Semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	16707.64	2722.17	0.16	1.95	0.49	Oui
SF2	14989.69	1852.38	0.12	1.95	0.49	Oui
SF3	5688.59	1325.28	0.23	1.3	0.33	Oui
SFA	1363.40	24.4	0.02	1.3	0.33	Oui
SFF	625.62	22.3	0.04	1.95	0.49	Oui
SFG	2057.00	1092.47	0.53	2.5	0.63	Oui

Toutes les semelles sont stables vis à vis le renversement.

VI.4.3. Poutre de libage :

VI.4.3.1. Dimensionnement :

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

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87$ MPa)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = b.h_p{}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\, l^4\, k}{\pi^4 . E}}$$

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage$h_p = h$.

Les poutres de libage (PL1, PL2, PL3 et PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF2, SF3, SF4 et SF11) respectivement.

Tableau VI.8. *Dimensionnement de la poutre de libage*

Elément	b (m)	l (m)	h_p (m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL2	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL3	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL4	0.50	1.60	0.50	520833.33	2.87	Oui

VI.4.3.2. Ferraillage :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées ($\sum N_i$) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

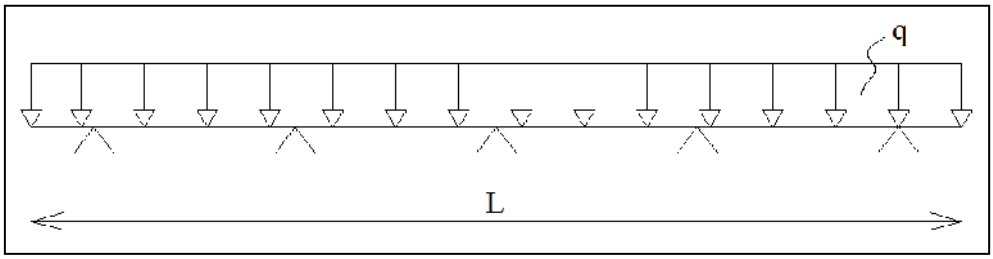


Figure VI.5. *La charge répartie sur la poutre de libage*

Tableau VI.9. *Chargement de la poutre de libage*

Elément	L (m)	∑ N_u (kN)	∑N_{ser}(kN)	q_u (kN/ml)	q_{ser} (kN/ml)
PL1	22.45	8672.89	6676.37	386.32	297.39
PL2	11.50	4354.83	3357.62	378.68	291.97
PL3	12.05	3914.27	3044.23	324.84	252.63
PL4	3.50	2385.97	1793.85	681.71	512.53

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieure est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage*

Elément		M_u (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PL1	Travée	286.75	80	10.66	0	12HA14=18.47
	Appui	-376.98	80	14.17	0	6HA14+6HA16=21.30
PL2	Travée	395.37	80	14.83	0	6HA14+6HA16=21.30
	Appui	-436.18	80	16.45	0	12HA16=24.13
PL3	Travée	265.47	80	9.84	0	10HA14=15.39
	Appui	-268.04	80	9.94	0	10HA14=15.39
PL4	Travée	50.30	45	3.27	0	4HA12=4.52
	Appui	-56.97	45	3.72	0	4HA12=4.52

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

❖ Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\,;\, 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.11. *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Elément		$A_{choisie}$ (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
PL1	**Travée**	15.39	220.74	4.97	166.56	Oui
	Appui	20.11	-290.20	6.21	191.19	Oui
PL2	**Travée**	18.47	304.84	6.53	200.84	Oui
	Appui	24.13	-336.30	6.89	196.81	Oui
PL3	**Travée**	15.39	206.46	4.97	185.42	Oui
	Appui	15.39	-208.46	5.02	187.22	Oui
PL4	**Travée**	4.52	37.82	1.76	20.16	Oui

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant

Tableau VI.12. *Armatures transversales de la poutre de libage*

Elément	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	A_t (cm^2)	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	716.43	1.79	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL2	802.72	2.01	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL3	588.75	1.47	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL4	474.16	1.90	2.50	4HA8=2.01	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de

barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si $h \geq 60$ cm
- 4 barres si $h \geq 70$ cm
- 6 barres si $h \geq 80$ cm

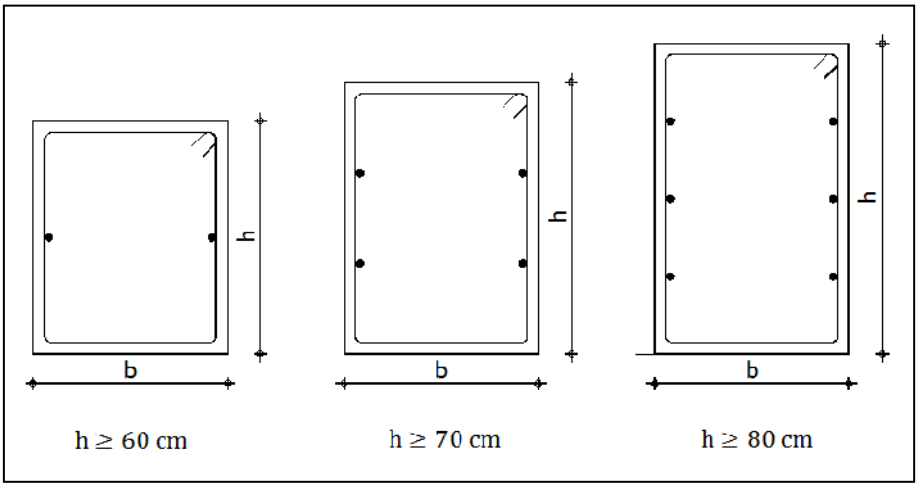


Figure VI.6. *Armatures de peau*

Dans notre projet, on a 4 type de poutres de libage; un type a une hauteur $h = 50$cm, donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires, et 3 types ont une hauteur $h = 85$cm, donc on utilise des armatures de peau $6HA12 = 6.79\ cm^2$.

VI.5. LES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentes un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1. Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S2, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25*30 cm². On a choisi une section de dimensions 30*30.

VI.5.2. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 12$ (zone IIb)

VI.5.2.1. Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 * 30 * 30 = 0.90\ cm^2$
- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.\mathbf{6}\%\ b.h = 0.006 * 30 * 30 = 5.40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2006.80}{12} = 167.23\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\ MPa$$

$$A = \frac{167.23 \times 10^3}{347.83} = 480.78\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 4.81\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 6HA12 = 6.79\ cm^2$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

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

$$N_{ser} = 1464.72\ kN \ ;\ F = \frac{1464.72}{15} = 97.65\ kN \ ;\ \sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{97.65 \times 10^3}{679} = 143.81\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \qquad (C.V)$$

VI.5.2.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\ S_t'.b$$

On choix l'espacement $S_t' = 15$ cm, donc : $A_t = 0.003 * 15 * 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01\ cm^2$

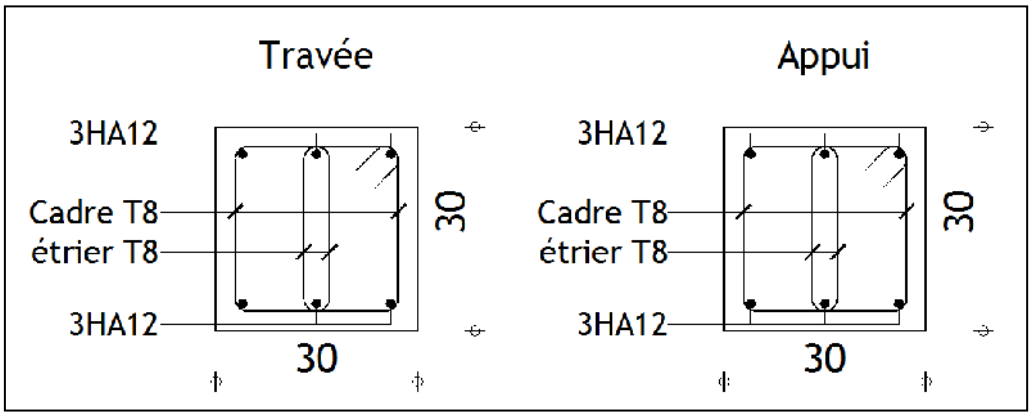


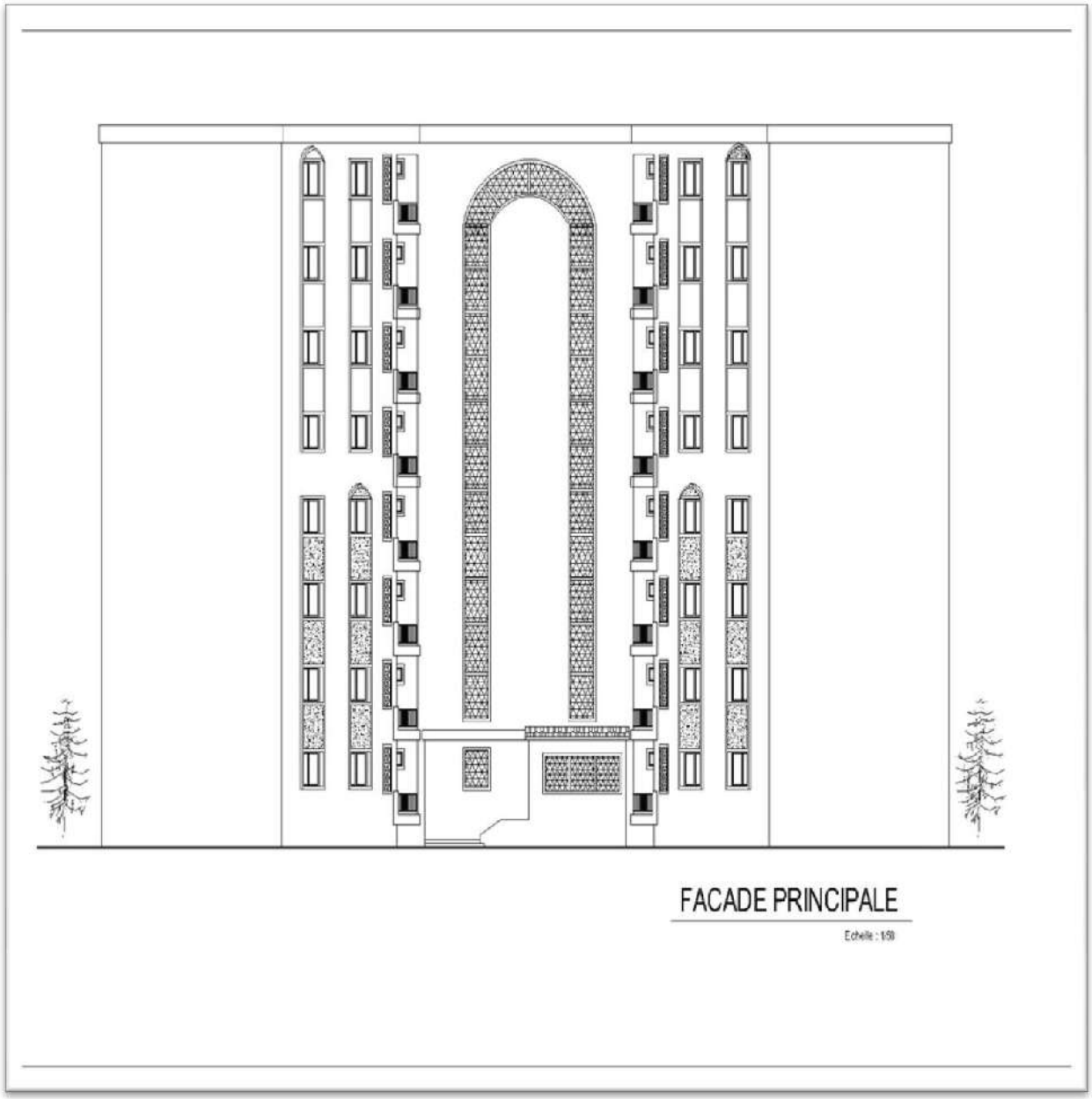
Figure VI.7. *Ferraillage des longrines*

Conclusion générale :

L'objectif principal de l'ingénieur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale, tous ça en assurant l'économie et sur tous la sécurité des usagers.
La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- ✓ Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.
- ✓ L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- ✓ La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde)
- ✓ Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

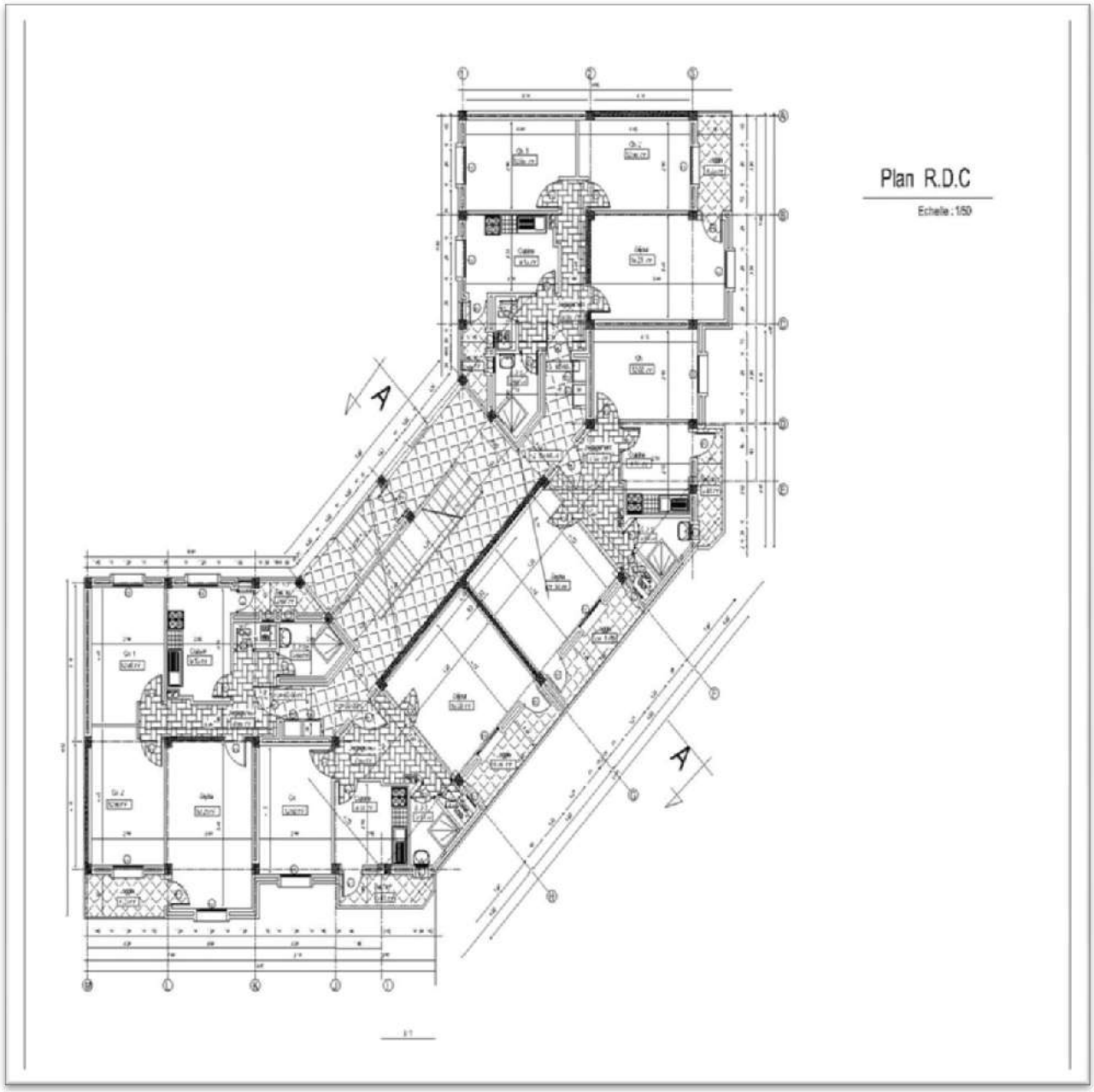
L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel " ETABS.13" permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de s'abonne exploitation des résultats.
Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances Acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer Surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs



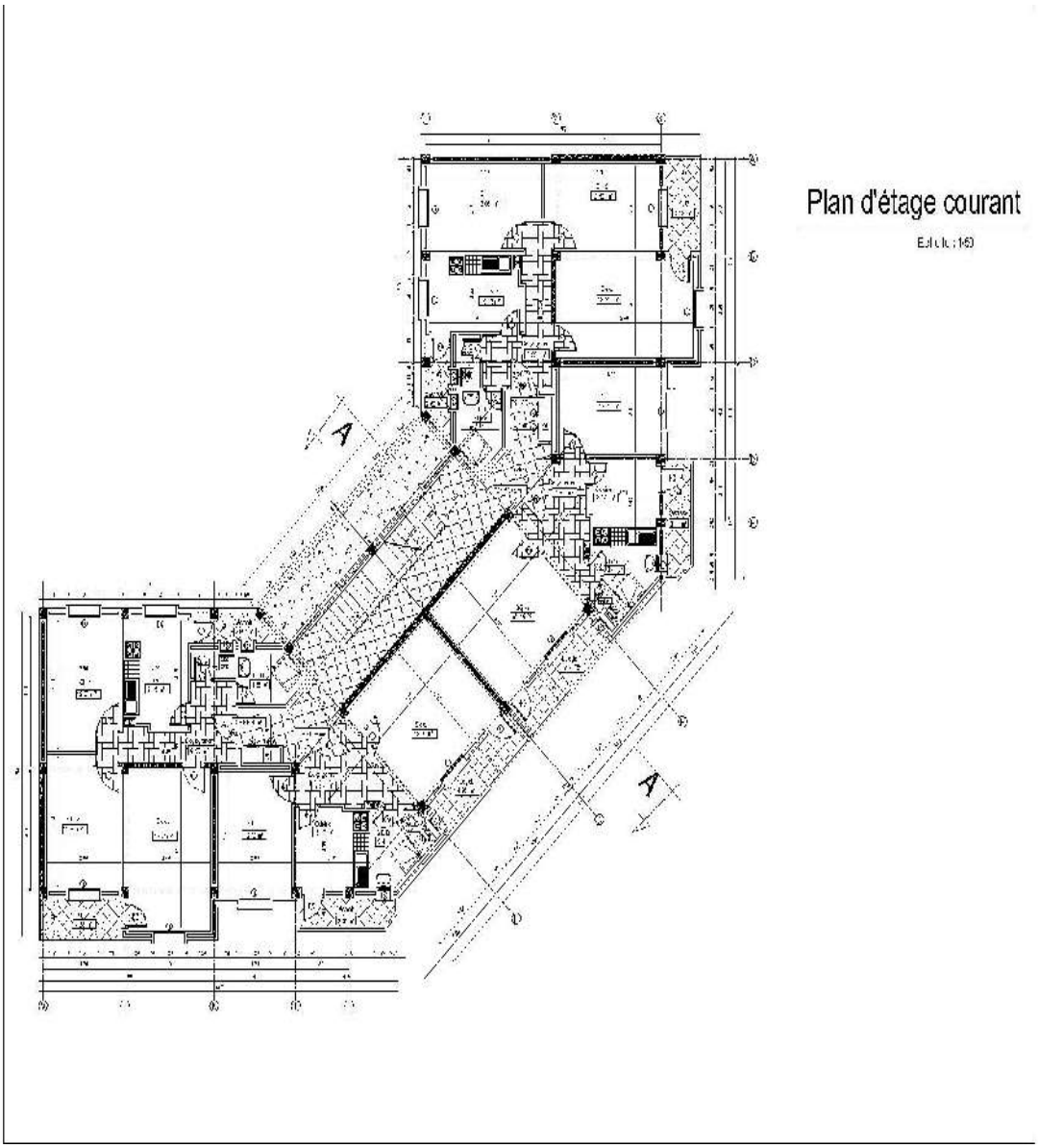
Plan Façade principale



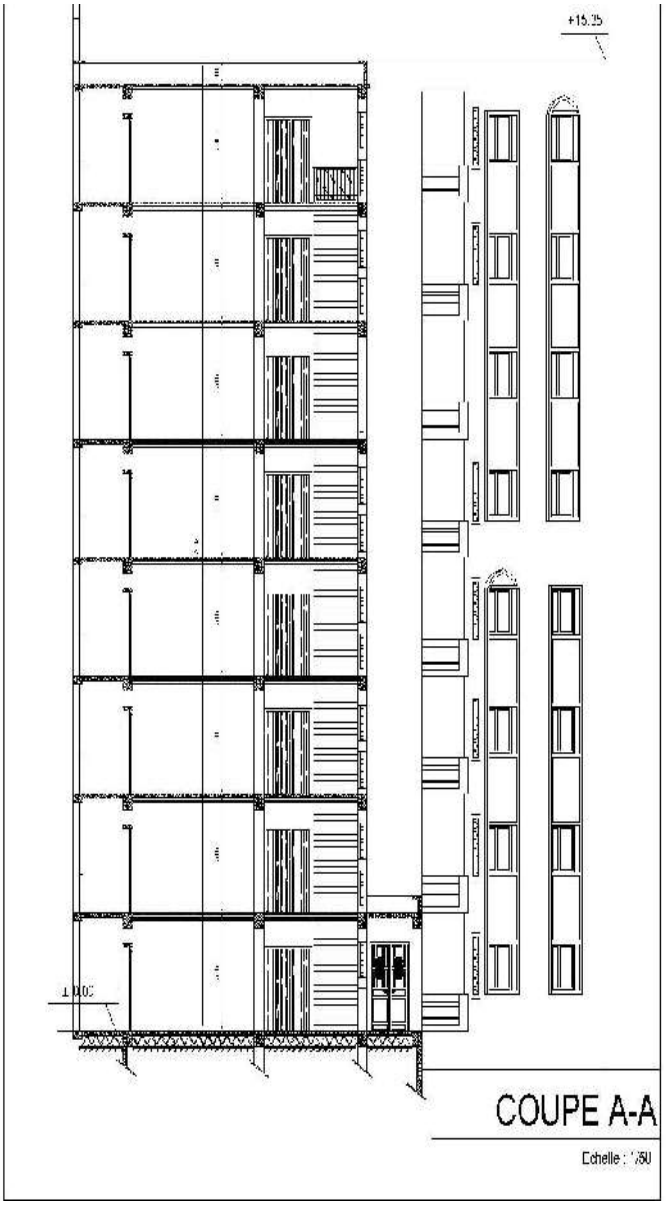
Plan Façade postérieure



Plan RDC



Plan étage courant



Coupe A-A

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- **[1]**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- [2]Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- [3]Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- ETABS.v13
- Autocad 2013
- Microsoft office Excel 2007.