République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : structure

THEME

Conception et étude d'un bâtiment en (R+5) à usage d'habitation implanter en zone III

Réalisé par:

-KHOUAS Asia

-AMICHE Zahia

Dirigé par:

-Pr BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion : juin 2016-2017

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le Chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et La volonté afin de pouvoir réaliser ce travail, et nos parents pour leurs Soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à Élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Pr. Boukendakdjiotmane pour son aide et ses orientations précieuses. Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour L'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

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

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous Ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici L'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos Familles et nos amis.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A ma grand-mère et grand-père

A mes frères : Ibrahim, Nasser, Rabah et Youcef

A ma sœur : Zola et leurs mari.

A mesneveux: Sido, Fares, Abdo, Younes, Haytham, Khalil

A mes nièces : Tasnim, Ikram, Bouchra

A toute la famille : Amiche

A mes Amis : Hamida,Messaouda, Tones, Noura Samira, Anfal,Louiza, Siham.

A toute la promotion de G.C 2017

ZAHIA

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire:

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me Voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

«Merci mes parents».

A mes frères : ***hamza, walid, rafik, abdalrahmanne.***

A mes sœurs : ***Rachida, Nouralhoda, chahra zade.***

A toute la famille : ***Khouas et Belmekhtare.***

A tous mes amis et mes collègues de l'université de MEDEA.

A tout les étudiants et étudiantes du génie civil

Promotion 2016-2017.

Asia

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هودراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات خمسة طوابق+ طابق أرضي يعتزم إقامتها في ولاية الجزائرالمصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي، مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات+جدران) مسلحة،وقد تم التصميم وفق المعاييروقواني البناء المطبقة في الجزائر ,RPA99version2003) (CBA93معدراسةتقنيةاقتصاديةبنظامالتدعيمباعتمادعدةوضعياتللجدرانالمسلحةوالدراسةالديناميكيةتمتبواسطةبرنامج SAP2000وفي الأخيرتمتد دراسة البنية التحتية وذلك بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+5) qui devrait être implantée à la wilaya d'Alger qui est classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques +voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel SAP2000. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

Abstract

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with five floors, which will be implanted in d'ALGER classed as a high seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93) with a technical economical study of the brace system by the use of different dispositions of shells. The dynamic analysis has been done by the use of SAP2000. Finlay, the substructure has been analysed by calculating the foundation.

.

SOMMAIRES

Remerciement

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notation

Introduction générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DEL'OUVRAGE

I.1. Introduction……02
I.2. Situation de l'ouvrage……..……..02
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage……...…...02
I.4. Description de l'ossature……..…… 02
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux…….....…..…..04
I.5.1. Le béton …….....…...04
I.5.2- Béton armé…….....…….. 05
I.5.3.Acier ……..……...……05
Conclusion ……...……06

CHAPITRE II : PREDINEMNSINNEMENT

II.1. Introduction……...……..07
II .2. Prédimensionnement des planchers ……....07
II.3. Evaluation des charge et surcharge……... ……...……08
II.3.1.Maçonnerie……. 08
II.3.2.Plancher terrasse ……10
II.3.3. Plancher courant……...……. 11
II.4. Prédimensionnement des poutres ……..…….12

II.5. Les poteaux……13
II.5.1. Principe…….....13
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité ……..……13
II.5.3. Dimensions des poteaux ……...…13
II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f……..…14
II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$…….....15
II.5.6. Détermination des charges et surcharges ……..…16
II.5.7. Descente des charges …….……....16
II.5.8 : Calcul des efforts normaux ultime et résistants et vérification …….……...18
II.5.9. Vérification selon le RPA99v2003 ……..……..19
II.5.10. Vérification aux zones nodales : (RPA99v2003) ……..……..19
II.6. Prédimensionnement des voiles ……..……...…...20

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. l'acrotère……...……...22
III.1.1. Introduction……...22
III.1.2Evaluation des charges et surcharges…….…22
III.1.3.Calcul des efforts……...22
III.1.4 Calcul du ferraillage…….…....23
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant……...…25
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme ……....25
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton …….…....26
III.2. l'escalier ……..26
III.2.1. Introduction……...26
III.2.2. Définition des éléments d'un escalier……...…26
III.2.3. Pré dimensionnement……27
III.2.4. Evaluation des charges et surcharges……28
III.2.5. Détermination des efforts……..29
III.2.6. Récapitulations des efforts ……...30
III.2.7. Ferraillage des escaliers……...…….31
III.2.8. Vérification de l'effort tranchant……...…32
III.2.9. Vérification à l'état limite de service……...……33

III.2.10. Vérification de la flèche……...…...33
III.3. poutre palière……34
III.3.1. Prédimensionnement……34
III.3.2. Charges revenants à la poutre……...……34
III.3.3. Calcul les moments et les efforts tranchants…….....35
III.3.4. calcul des ferraillages……...….35
III.3.5. Vérification à l'état limite de service……38
III.3.6. Vérifications préliminaires de la flèche…….…...38
III.4. Plancher corps creux……...….39
III.4.1. Les poutrelles……...….39
III.5 : calcule de le dalle de compression …….……53
III.5.1 : armatures principales……...53
III.5.2 : armatures de répartitions……..54

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1)Introduction…….….55
IV. 2) Choix de la méthode de calcul ……..55
IV.2.1) Introduction ……55
IV.2.2)Conditionsd'application de la méthode statique équivalente……...55
IV.2.3) Méthode dynamique modale spectrale……55
IV.2.3.1) Principe……55
IV.2.3.2) Modélisation……..56
IV.2.3.3)Le spectre de réponse de calcul……..56
IV.3) Dispositions des voiles……58
IV.4)Caractéristiques géométriques de la structure……..59
IV.4.1)Centre de masse……59
IV.4.2) Centre de torsion……...60
IV.4. 3) Excentricité……..61
IV.5) Résultats et vérifications de l'analyse dynamique……..63
IV.5.1) Vérification de comportement des trois premiers modes……64
IV.5.2) vérification de participation massique……..65
IV.5.3) Vérification des périodes. ……66

IV.5.4) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……67
IV.5.5) Vérification de la stabilité au renversement……70
IV.5.5.1) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur…….....71
IV.5.5.2) Moment de renversement. ……74
IV.5.5.3) Moment stabilisant……74
IV.5.6) Vérification des déplacements latéraux inters étage……75
IV.5.7) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……..…77
IV.5.8) Vérification des efforts normales reduite……78

CHAPITRE V : FERRAILLAGEDESELEMENT RESISTANTS

V.1 Introduction……80
V.2. Ferraillage des poutres……...……...80
V.2.1 Introduction……80
V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003……81
V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 version 2003…….....82
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service……83
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants……..….....84
V.2.6. Calcul des armatures transversales……85
V.2.7. Vérification de la flèche……86
V.3. Ferraillage des poteaux……87
V.3.1 :Introduction……87
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales……..87
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS……..93
V.3.4. Vérifications des contraintes tangentielles…….....94
V.3.5 : Calcul des armatures transversale……96
V.4 : Ferraillage des voile……..…100
V.4.1:Introduction……...100
V.4.2 :Recommandations réglementaires……...100
V.4.3 : Calcul des armatures…….....103
V.4.3.1:Détermination des armatures verticales……103
V.4.3.2 : Détermination des armatures horizontale…….……104
V.4.3.3. Armatures transversales……..…..106

V.4.4. Les voile avec ouverture……...…...107
V.4.4.1. les trumeaux……...……107
V.4.4.2. les linteaux……...…109
V -5 : Armature de peau ……114

CHAPITRE IV : ETUDE DES FODATIONS

VI.1.Introduction…….116
VI .2.Reconnaissance du sol (contrainte admissible)…….116
VI.3. choix du type de fondation…….116
VI.4. Calcul de fondation……117
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau carré …….. 117
VI.4.1.1.Prédimensionnement…….117
VI.4.2.Semelles filantes……...118
VI.4.2.1.Transversalement (la semelle)……...119
VI.4.2.2.longitudinalement (Poutre de libage)……..121
VI.4.3. Semelles filantes sous voile……124
VI.4.3.1. Dimensionnement……124
VI.4.3.2. Ferraillage……125
VI.4.2.3. Vérification de la longueur de scellement……..127
VI.5. longrines…….127
VI.5.1. Prédimensionnement……...128
VI.5.2. Sollicitations……...128
VI.5.3. Ferraillage……...128
VI.5.3.1Armature longitudinale……..…...…….……128
VI.5.3.2 : Armatures transversales…….…….129

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DEL'OUVRAGE

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..05

CHAPITRE II : PREDINEMNSINNEMENT

Tableau II.1 : charge permanente du mur simple ……..…08

Tableau II.2 :charge permanente du mur double ……....09

Tableau II.3 :Charge permanente du plancher terrasse ……10

Tableau II.4 :Charge permanente du plancher courant……..…11

Tableau II.6:prédimensionnement des poutres……13

Tableau II.7 prédimensionnement des poteaux ……14

Tableau II.8 :Détermination de la longueur de flambement ……..…….....…14

Tableau II.9 **:** Calcul de l'effort $\overline{Nu}$……..……..…….…15

Tableau II.10 : Tableau des charges permanentes ……..….17

Tableau II.11 : Tableaudes surcharges d'exploitation ……...…….....18

Tableau II.12 :Tableau de vérification …….…....19

Tableau II.13 : vérificationsde coffrage des poteaux ……..……..…….19

Tableau II.14 : vérification aux zones nodales ……...20

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1.1 : Lescharges permanentes et d'exploitations de l'acrotère……...22

Tableau III.1.2:Lesefforts de l'acrotère à L'ELU et à L' ELS…….23

TableauIII.1.3: Calcul Les armatures en flexion simple…….....24

TableauIII.1.4:Calcul des sections d'acier en flexion composée……..24

TableauIII.1.5: Calcul des Armatures de répartition…….24

TableauIII.1.6 :Vérification des contraintes à l'E.L.S……...25

TableauIII.2.1:Evaluation descharges permanentes du palier de repos de l'escalier……..….28

TableauIII.2.2:Evaluation des charges permanentesde la paillasse de l'escalier……...…..29

TableauIII.2.3: Combinaison des charges de l'escalier……29

Tableau III .2.4: les effortsde l'escalier à l'ELU……..……...30

Tableau III.2.5 : les efforts de l'escalier à l'ELS…….…….30

Tableau III.2.6 : Récapitulations des efforts……..……..…….31

TableauIII.2.7: les données……...……..…….31

Tableau III.2.8: Calcul des sections d'acier de l'escalier……..……31

Tableau III.2.9 : Les armatures de répartition……..……..…32

Tableau III.2.10 : Vérification de l'espacement……..…….32

Tableau III.2.11 : Vérification à l'E.L.S……..…..33

Tableau III.2.12. Vérification détaillée de la flèche des l'escalier……..…….33

Tableau III-3. 1. Prédimensionnement de la poutre palière…….……34

Tableau III.3.2.chargement de la poutre palière……..……...35

Tableau III.3.3 : les efforts de la poutre palier…….…..…..35

Tableau III.3.4 : calcul des ferraillages…….……...…….36

Tableau III.3.5 : Vérification de l'effort……...…....36

Tableau III.3.6:Vérification à l'E.L.S……..…….…..38

Tableau III.3.7 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière……..38

Tableau III.4.1 :les charges de la poutrelle avant coulage……..……..40
Tableau III.4.2:Moments statiques des poutrelles …….……..…40
Tableau III.4.3. Calcul des étaiements…….……..…….…..41
Tableau III.4.4 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……..……45
Tableau III.4.5 : Récapitulations des efforts internes…….…….…..…50
Tableau III.4.6 : Calcul des armatures des poutrelles……...……51
TableauIII.4.7: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……..…...52

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau-IV.1. Détermination du facteur de qualité Q ……..……..…..57
Tableau-IV.2: Centre de masse et centre de torsion……...……..61
Tableau-IV.3 : Calcul d'excentricité théorique…….…….…...61
Tableau-IV.4 : Calcul d'excentricité accidentelle…...…….……62
Tableau-IV.5 : Calcul d'excentricité totale…….……...63
Tableau-IV.6: Le comportement des trois premiers modes…….…….65
Tableau-IV.7:Coefficient de participation massique……65
Tableau-IV-8: vérification des périodes…….…...66
Tableau-IV.9:pourcentage des charges verticales et horizontales Suivant X……...…...69
Tableau-IV.10:pourcentage des charges verticales et horizontales Suivant y……..…....69
Tableau-IV-11:Calcul de la force sismique……..70
Tableau-IV-12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...70
Tableau-IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……...…..71
Tableau-IV.14:Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…….…...72
Tableau-IV-15: calcul du moment de renversement…….……74
Tableau-IV-16: calcul du moment stabilisant…….……..74
Tableau-IV-17:Vérification de stabilisation…….…….…...75
Tableau-IV -18 : Vérification des déplacements inter-étage sens X……....……76
Tableau-IV-19: Vérification des déplacements inter-étage sens Y…….……...…..76

Tableau-IV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens X……...…....77
Tableau-IV-21:Vérification l'effet P-Δ sens Y……...……..78
Tableau IV.21 : Vérifications des sollicitations normales……..…..78

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENT RESISTANTS

Tableau-V.1: Les données de calcul…….……..…….80
Tableau-V.2:Ferraillage longitudinal des poutres……..…….….81
Tableau -V.3 : vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA……..…...…….82
Tableau -V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres……...…….....84
Tableau -V.5 : Calcule de$\bar{\tau}_u$……..…..……...85
Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres…….…..…...85
Tableau -V.7 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement……..…..…..86
Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres…….…..…..86
Tableau-V.9 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU…….....……91
Tableau-V.10 : vérification des poteaux selon les conditions RPA et CBA……..…..….92
Tableau-V.11 : Vérification des contraintes dans les poteaux a l'ELS……...…..94
Tableau-V.12 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux suivant X.....96
Tableau V.13 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux suivant Y…...96
Tableau-V.14 : les armatures transversales et leurs espacements…….98
Tableau-V.14 : les armatures transversales et leurs espacements…….99
Tableau-V.15 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.……..……...99
Tableau-V.16 : calcule des armatures verticales des voiles.……..…….……103
Tableau-V.17 : vérification des voiles selon les conditions RPA et CBA…….……....……103
Tableau-V.18 Vérification des contraintes à l'état limite de service.……...……..104
Tableau-V.19 : Vérification des voiles a l'effort tranchant.……..……..…105

Tableau V.20 : Détermination des armatures horizontales.……..…..105

Tableau V.21 : Ferraillage verticales des trumeaux.……...…108

Tableau V.22 : vérification des trumeaux selon les conditions RPA et CBA.……..……..108

Tableau V.23 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.……...…108

Tableau V.24 :Vérification des voiles a l'effort tranchant.…….....109

Tableau V.25 : : Détermination des armatures horizontales.…… ……...…..109

Tableau V.26 : calcule des Armatures longitudinal des linteaux.……...113

Tableau V.27 : Vérification des liteaux a l'effort tranchant.……..……...….113

Tableau V.28 : Ferraillage transversal des linteaux.…….…..114

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau-VI-1.Semelles isolés…….117

Tableau-VI-2. Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux……....119

Tableau -VI-3 : Vérification de la contrainte à L'ELS…….…..120

Tableau-VI-4 : Calcul des armatures principales de la semelle…….120

Tableau-VI-5 : Calcul des Armatures de répartitions de la semelle……...…121

Tableau-VI-6. Détermination de la hauteur de la poutre de libage …….…..122

Tableau-VI-7 : Détermination de la réaction du sol q……..…..123

Tableau-VI-8 : Calcul des sections d'acier de la poutre de libage…….….123

Tableau-VI-9:Dimensions des semelles filantes sous voile……...….125

Tableau-VI-10: Calcule des Armatures principale des semelles filantes sous voile……..126

Tableau-VI-11:Calcule des Armatures de répartition des semelles filantes sous voile……..122

Liste des figures

CHAPITRE II :PREDINEMNSINNEMENT

FigureII.1 : dimensionnement de plancher à corps creux……07

Figure II.2 : Murs intérieurs (simple cloison)……...……...08

Figure II.3 : Murs extérieurs (double-cloison)……...……..09

Figure II.4 :composants d'un plancher terrasse……..…..10

FigureII.5: composants d'un plancher courant……..……...……11

Figure II.6 : Dimensionnement de la poutre……..……..…12

Figure II .7 : Section réduite du poteau……..……...……15

Figure II .8: représentation du poteau le plus sollicité……...……..16

Figure II .9 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……..……21

CHAPITRE III : CALCUL DES ELENEMTS SECONDAIRES

Figure III .1.1 : L'acrotère……...…….22

Figure III.1.2. Section de B.A à l'ELU……..…..…23

Figure III.1.3. Section de B.A à l'ELS……..…...24

Figure III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère……..…….26

Figure III.2.1: Représentation d'un escalier ……..…….27

Figure III.2.2. : Schéma de l'escalier ……..……27

Figure III.2.3 : Schéma statique à l'E.L.U……..…….29

Figure III.2.4 : Schéma statique à l'E.L.S……..…..30

Figure III.3.1 : Dimensionnement de la poutre palière……...….34

Figure III.3.2: Ferraillages des poutres palières ……...…39

Figure III.4.1 :schématisation de la poutrelle avant coulage……...….40

Figure III.4.2 : Choix de disposition des étaiements……..……..41

Figure III.4.3 : Diagramme des moments du 1ére type des poutrelles à l'ELU…….45
Figure III.4.4 : Diagramme des efforts tranchants du1ére type des poutrelles à l'ELU…..……45
Figure III.4.5 : Diagramme des moments du 1ére type des poutrelles à l'ELS……..46
Figure III.4.6 : Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELU……..…46
Figure III.4.7: Diagramme des efforts tranchants du 2éme type des poutrelles à l'ELU……47
Figure III.4.8 : Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELS…….47
Figure III.4.9 : Diagramme des moments du 3éme type des poutrelles à l'ELU……...…48
Figure III.4.10 :Diagramme des efforts tranchants du 3émetype des poutrelles à l'EL……48
Figure III.4.11 : Diagramme des moments du 3éme type des poutrelles à l'ELS……...48
Figure III.4.12 : Diagramme des moments du 4éme type des poutrelles à l'ELU…….49
Figure III.4.13 : Diagramme des efforts tranchants du4éme type des poutrelles à l'ELU…….49
Figure III.4.14 : Diagramme des moments du 4éme type des poutrelles à l'ELS……..50
Figure III.4.15 : La section considérée pour le calcul des ferraillages…….51
Figure III.1.16 : Ferraillage de la dalle de compression ……..…….54

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure-IV-1 : Spectre de réponse…….…57
Figure-IV.2 : Disposition des voiles en 3D……..58
Figure -IV.3 : Disposition des voiles en plan……...58
Figure-IV.4 : Dimension des voiles et poteaux…….....60
Figure -IV.5 : Le comportement des trois premiers modes……...…..64
Figure-IV-6 : Les forces agissent sur la Stabilité au renversement…….70
Figure-IV-7 : Distribution des forces sismiques…….…71
Figure -IV.8: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X…….……72
Figure -IV.9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y…….…73

CHAPITRE V : FERRAILLAGEDESELEMENT RESISTANTS

Figure -V.1 : Ferraillages des poutres……...82
Figure-V.2 : Disposition des armatures pour les poutres ……83
Figure -V.3 : définition de la zone nodale dans les poteaux……..……...87
Figure -V.4 : Ferraillage des poteaux……....92
Figure-V.5 : Disposition des armatures pour les poteaux des étages……99
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……..……102
Figure V.7 : Les armatures transversales et les épingles……..…..107
Figure V.8 :La zone de recouvrement des voiles……...…….107
Figure V.9 : Sections d'about à droite et à gauche du Linteau de portée lij……..……111
Figure V.10 :Armatures du linteau selon RPA99……...112
Figure V.11 : Disposition des armatures dans les voiles L=460 cm e=20 cm……114
Figure V.12 : Disposition des armatures dans les voiles L=360 cm e=17 cm……114
Figure-V-13 : Disposition des trumeaux L=270 cm et e=17 cm…….…...115
Figure-V-14 : Disposition des trumeaux L=250 cm e=17 cm……115
Figure-V-15 : Disposition des trumeaux L=460 cm e=17 cm……115

CHAPITRE IV :ETUDE DES FONDATIONS

Figure-VI-1 :Les bulles de pression…….……..118
Figure-VI-2: Semelles filantes sous plusieurs poteaux……...118
Figure-VI-3: les sections d'acier de la poutre de libage…….....123
Figure-VI-4: Disposition d'armatures longitudinales supérieures et inferieures…….....…..124
Figure-VI-5:schema finale de chois de la semelle filant ……127
Figure -VI-6: Ferraillage des longrines……...13

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle .

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser}: Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W *:* poids.

Et : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

Minuscules romaines :

---

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

N.B : Notée Bien

RDC : rez-de-chaussée

SF : semelle filant

INTRODUCTION GENERALE

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

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

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichi et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

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

Le travail est se divisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. En suite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après, on a fait une étude dynamique et sismique.

En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le 6^{éme} chapitre on a entamé l'étude des fondations, à la fin on a terminé notre travail par une conclusion générale.

CHAPITREI :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc en béton armé comportant cinq (05) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible (R+5) à usage d'habitation.

I.2. **Situation de l'ouvrage** :

L'ouvrage en question sera implanté à la wilaya d'Alger, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de haute sismicité (zone III).

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

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003"

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage:

a. Dimensions en élévation:

- Hauteur totale du bâtiment…….....18.70 m
- Hauteur du rez-de-chaussée…….....3.40 m
- Hauteur de l'étage courant ……3.06 m

b. Dimensions en plans:

-Longueur totale du bâtiment :…….....Lx=21.90 m

-Largeur totale du bâtiment :…….....……...Ly=20.85m

I.4. Description de l'ossature :

a. Ossature:

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

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

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

b. Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux. Notre bâtiment comporte un seul type de planchers :

- Planchers corps creux.

c. Maçonnerie :

On a deux types :

1- Murs extérieurs :

sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- Murs intérieurs :

ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

d. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures.

e. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (mortier en ciment),son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et le plancher.

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 80 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur (acrotère).

f. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escalier (escalier droit à trois volet).

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie **(*RPA 99 version 2003*** et ***CBA93)***.

I.5.1. Le béton :

I.5.1.a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

a.1. Ciment :

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composée **(CPJ 42.5)**.

a.2.Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- sable de dimension inferieure à 5mm.
- Gravier de dimension inferieure à 25 mm.

a.3.Eau de gâchage :

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

I.5.1.b. caractéristique du béton :

- Facile à fabriquer et à maitre en œuvre sur chantier.
- Un bon résistant aux actions climatiques.
- Un bon résistant à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.5.1.c. Dosage du béton :

La variation de la teneur eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité, Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. On retiendra que, pour **1 m^3**de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables
(dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.5.2- Béton armé :

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

a. 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} = 25 Mpa.

I.5.3.Acier :

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

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE_{235}	6Φ et ϕ 8	235
barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE_{400}	HA ≥ 8	400
Triellis soudé	Table de compression	TLE_{520}	0 ≤ ϕ ≤ 6	520

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28}=25 MPa

f_{t28}=2.1 MPa

E_{i28}=32164.2 MPa

E_{v28}=10819 MPa

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa :situation durable} \\ 18.48 \text{ MPa situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa Fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ MPa fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

$\bar{\sigma}_s$ =202 MPa : Fissuration préjudiciable pour les H.A.

CHAPITREII : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Prédimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, un seul type de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher à corps creux.

II .2.a. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

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

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu d'appui
- h_t : hauteur totale du plancher.

On a : L= 4.75 m = 475cm.

$$h_t \geq \frac{475}{22.5} \Rightarrow h_t = 21.11 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 24 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 20 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

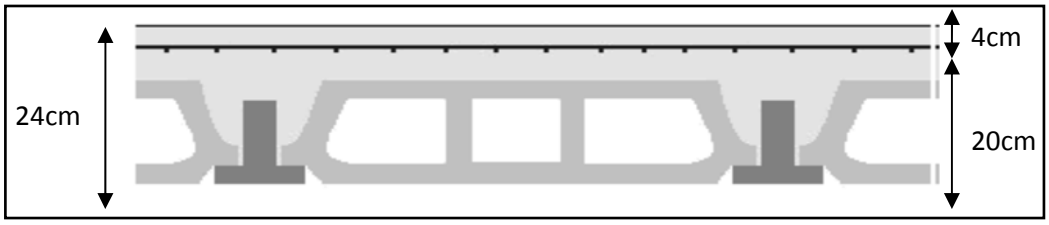


Figure II -1: dimensionnement de plancher à corps creux

➢ **Condition d'isolation acoustique :**

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

$h_{min} \geq 16$ cm , d'où on a : 24cm >16 cm (condition vérifiée).

II.3. :Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui Influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1.Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II -1 : charge permanente du mur simple

N	Composants	Épaisseur (cm)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.36
		Total	1.62

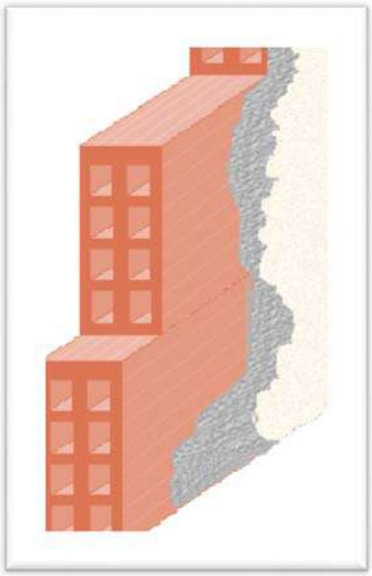


Figure II -2 : Murs intérieurs (simple cloison)

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II -2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m^2)
2	Enduit en ciment	0.02	0.36
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Lame d'aire	0.05	-
5	Brique creuse	0.10	0.9
6	Enduit en ciment	0.02	0.36
		G	**2.52**

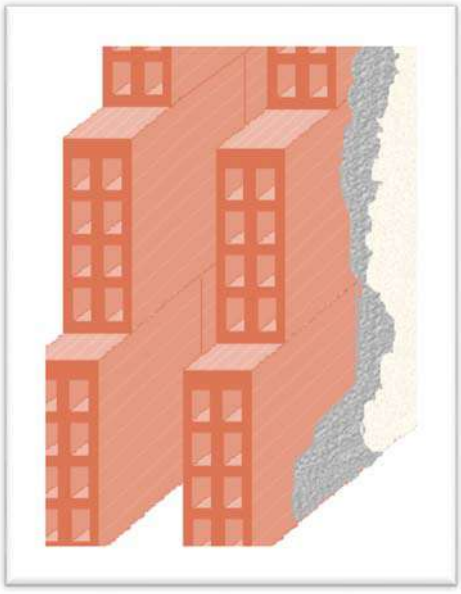


Figure II .3 : Murs extérieurs (double-cloison)

II.3.2.Plancher terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes

Tableau II -3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Film polyane	-	0.01
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Forme de pente	0.15	3.30
8	Planche corps creux	0.20 + 0.04	3.20
9	Enduit de plâtre	0.02	0.20
		G	**7.82**

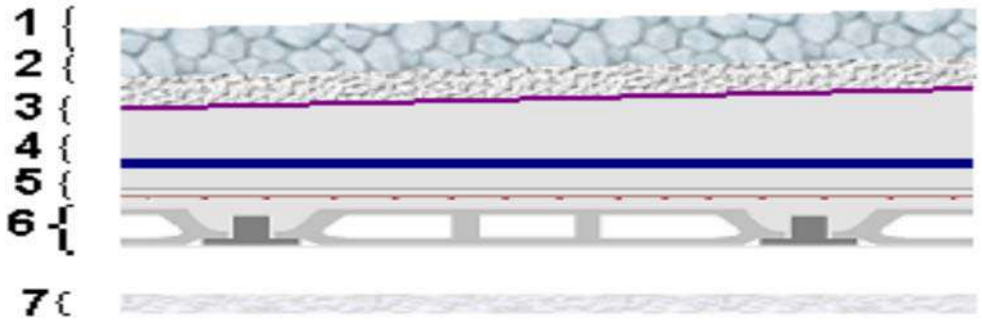


Figure II -3 : composants d'un plancher terrasse

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 -4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.40
4	Planche corps creux	0.20+0.04	3.20
5	Enduit de plâtre	0.02	0.20
6	mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**6.40**

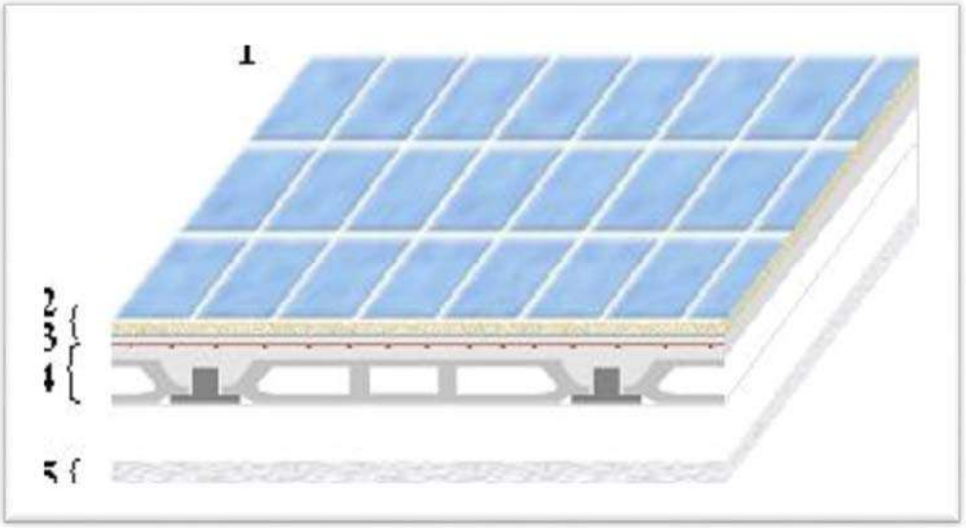


Figure II -4 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :

- ✓ Q_{etege}= 1.5 KN /m^2 (usage d'habitation)
- ✓ Q_{RDC} = 5 KN /m^2

II.4. Prédimensionnement des poutres :

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

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

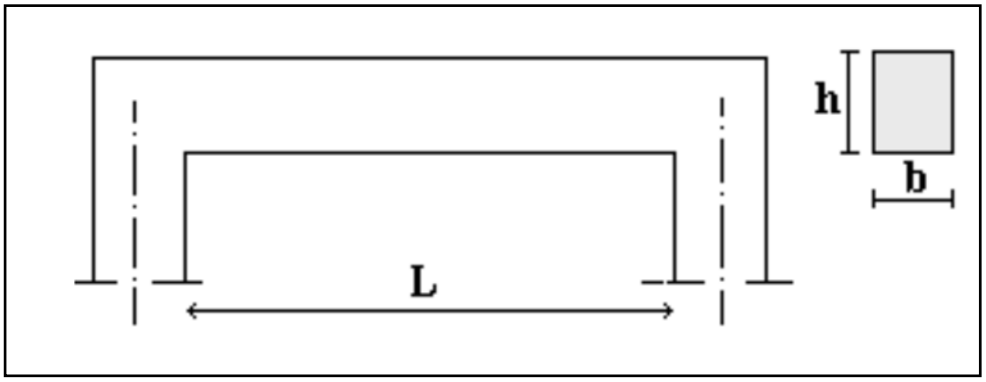


Figure II -6 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (Portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h
- 0.6h ≤ b ≤ h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: ►► [Art 7.5.1] ◄◄

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5+ b1$

Remarque :

dans notre projet le grand portée le même dans les deux directions donc les deux sens sont des sens porteurs.

Tableau II -6 : prédimensionnement des poutres

	poutres
Conditions de résistance	L max= 4.75 m ⇒ 31.66cm ≤ h ≤47.5cm on adopte h =40 cm ⇒12 cm ≤ b ≤28cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.0879) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30 cm

II.5. Les poteau:

II.5.1. Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression de sur charges d'exploitation.

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (D-2).

II.5.3. Dimensions des poteaux :

les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Min $(b_1, h_1) \geq$ 30cm (en zone *III*).

Tableau II -7 prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	h_1(cm)	30	30	35	35	35	40
	b_1(cm)	30	30	35	35	35	40

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7×L0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L0 : dans les autres cas.
- Avec L0 = 3.06m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Et l_0= 3.40 m pour le RDC.

Tableau II -8 détermination de la longueur de flambement

	Dimension de Poteau(cm)	. h_e(m)	L_f =0.7L_0(m)	I = $\frac{b}{\sqrt{12}}$(m)
5^{éme}étage	30x30	3.06	2.142	0.087
4^{éme}étage	30x30	3.06	2.142	0.087
3^{éme}étage	35x35	3.06	2.142	0.101
2^{éme}étage	35x35	3.06	2.142	0.101
1^{ere}étage	35x35	3.06	2.142	0.101
RDC	40x40	3.40	2.380	0.115

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

$$N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + A\,\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec :

A : section d'acier comprime pris en compte dans le calcul

$$A = \frac{B}{1000}$$

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute

Sa périphérie, Br = (b-2cm)*(h-2cm).

α : coefficient tel que :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\,(\frac{\lambda}{35})^2} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\,(\frac{50}{\lambda})^2 \quad \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$(section rectangulaire).

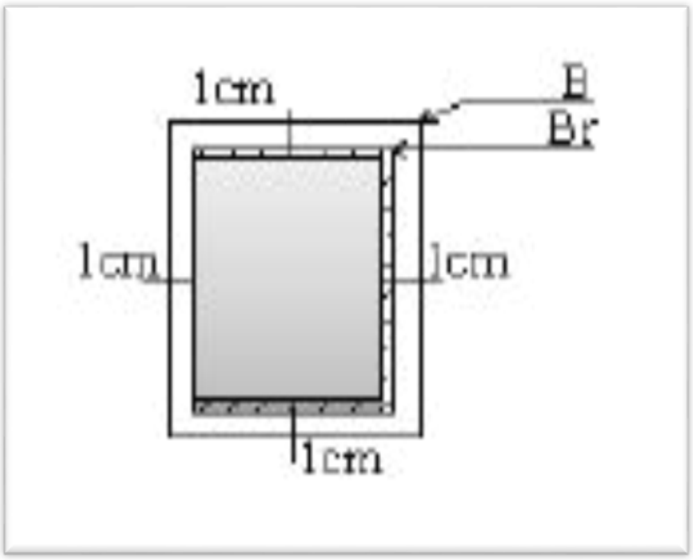


Figure II -7 : Section réduite du poteau.

Tableau II .9 : Calcul de l'effort $\overline{Nu}$

étage	Dimension (cmxcm)	B_r(mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N_u}$(kN)
5éme étage	30x30	78400	24.621	0.773	90	1146.479
4éme étage	30x30	78400	24.621	0.773	90	1146.479
3éme étage	35x35	108900	21.208	0.792	122.5	1630.946
2éme étage	35x35	108900	21.208	0.792	122.5	1630.946
1ére étage	35x35	108900	21.208	0.792	122.5	1630.946
RDC	40x40	160000	20.696	0.794	160	2396.780

II.5.6. Détermination des charges et surcharges :

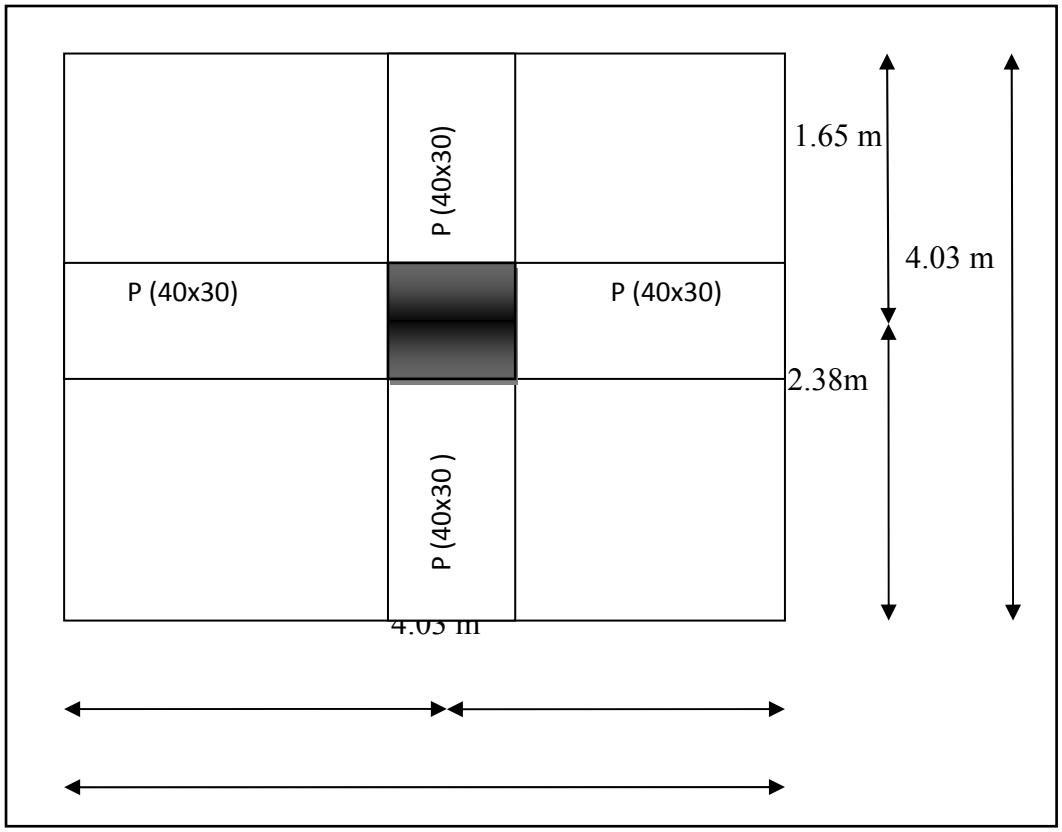


Figure. II -8: représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

  $S_p = (4.03-0.35) \times (4.03-0.3) \Rightarrow$ **$S_p = 13.73\ m^2$**

- Surface totale:

  $St = 4.03 \times 4.03 \Rightarrow$ **$St = 16.24\ m^2$**

II.5.7. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.7.a. Détermination des Charges Permanente :

- **5^{éme}étage** : G5= Gplancher c + Gpoutre (P+S)
- **4^{éme}étage** : G4= Gplancher c + Gpoutre (P+S) +Gpoteau +G5
- **3^{éme}étage** : G3= Gplancher c + Gpoutre (P+S) +Gpoteau +G4
- **2^{éme}étage** : G2= Gplancher c + Gpoutre (P+S) +Gpoteau +G3.
- **1^{ére}étage** :G_1= Gplancher c + Gpoutre (P+S) +Gpoteau +G2.

- **RDC :** G0= Gplancher c + Gpoutre +Gpoteau +G1.
- $G_{plancher\ tou\ c}$= poids de plancher terrasse*$S_{plancher\ tou\ c}$
- G (poutres principales ou secondaires) =b*h*L*poids volumique du béton armé
- G (poteau)= b*b*h_e* poids volumique du béton armé

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

Tableau II -10 Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$(KN)	$G_{escalier}$ (KN)	G_{poutre} (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumuler}$ (KN)
5éme	108.54	-	22.35	0	130.89	130.89
4éme	71.42	22.61	22.35	6.89	123.27	254.16
3éme	71.42	22.61	22.35	9.37	125.75	379.91
2éme	71.42	22.61	22.35	9.37	125.75	505.66
1ére	71.42	22.61	22.35	9.37	125.75	631.41
RDC	71.42	22.61	22.35	13.60	129.98	761.39

II.5.7.b. Charges d'exploitation :

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

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

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

Cette équation est donnée par **« DTR C2.2 ».**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

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

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectif.

II.5.7.b.1. Détermination des Charge d'exploitation

Les surcharges des planchers sont différentes :

5éme étage Q 0 .

4éme étage Q 0 + Q_1

3éme étage Q 0 + 0.95 (Q_1+ Q2).

2éme étage Q 0 + 0.90 (Q 1 + Q 2 +Q3).

1ére étage Q 0 + 0.85 (Q 1 + Q 2 +Q 3 +Q4).

RDC Q 0 + 0.80 (Q 1 + Q2 +Q3 +Q4 +Q5).

Tableau II -11 Tableau des surcharges d'exploitation

étage	Q_{niveau}		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5éme étage	Q_0	16.24	0	16.24
4éme étage	Q_1	24.36	1	40.60
3éme étage	Q_2	24.36	0.95	62.52
2éme étage	Q_3	24.36	0.90	82.01
1éreétage	Q_4	24.36	0.85	99.06
RDC	Q_5	81.20	0.80	159.15

II.5.8 :Calcul des efforts normaux ultime et résistants et vérification :

N_{ultime}= 1.35 G + 1.5Q

Tableau II -12 Tableau de vérification

Niveaux	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	N_{ultime} (kn)	$\overline{N_u}$ (kN)	$N_{ultime} \leq \overline{N_u}$
5éme étage	130.89	16.24	201.062	1146.479	CV
4éme étage	254.16	40.60	404.016	1146.479	CV
3éme étage	379.91	62.52	660.194	1630.946	CV
2éme étage	505.66	82.01	831.231	1630.946	CV
1éme étage	631.41	99.06	1000.994	1630.946	CV
RDC	761.39	159.15	1266.602	2396.780	CV

II.5.9. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-13 vérifications de coffrage des poteaux

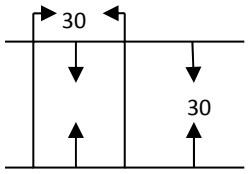
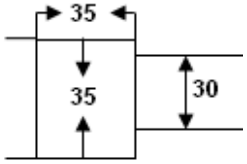
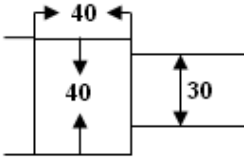
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 *cm*	min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	**CV**
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30*cm*≥ (he/20) = (3.06-0.40)/20 =13.3cm	**CV**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**CV**

II.5.10. Vérification aux zones nodales : (RPA99v2003)

Il nous reste à vérifier :

- bmax ≤ 1.5h1+b1
- d ≤ Max (b1/2;h1/2)

Tableau II -14 vérification aux zones nodales

	b max (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	b max $\leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	35	35	Oui	5	17.5	Oui
	30	40	40	Oui	10	20	Oui

II.6. Predimensionement des voile:

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

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

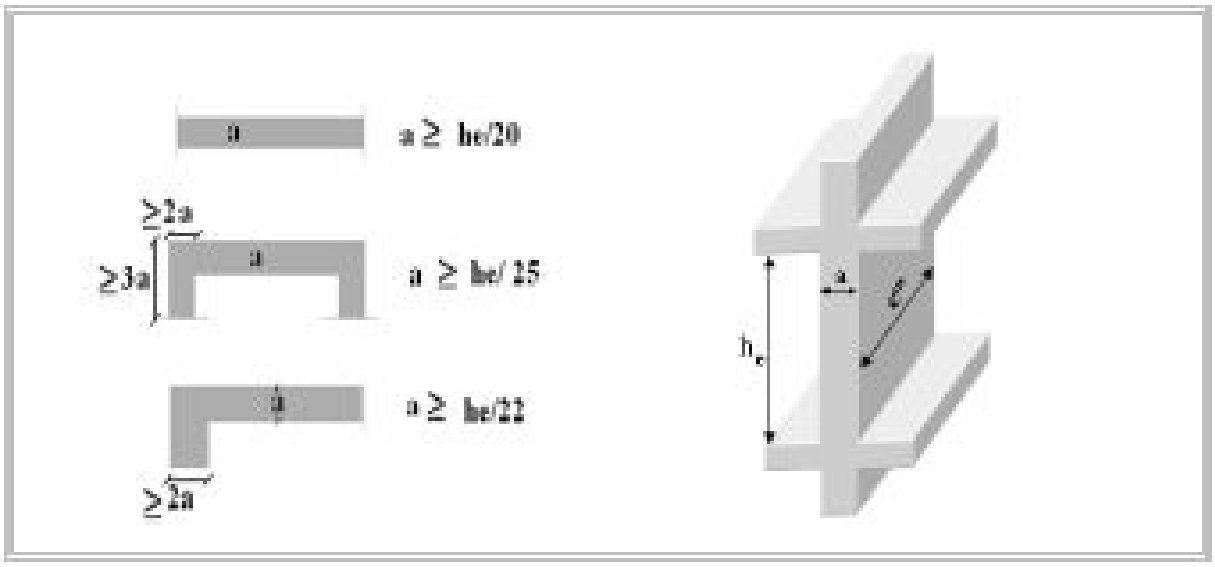


Figure- II–9 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he = 3.06 - 0.35 = 2.71m.
- a ≥ Max (15 cm ; he/25; he/22)
- a ≥ max (15 cm ; 10.84 cm;12.32cm)
- a ≥15 cm.

On adopte : a =17cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

CHAPITREIII :
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE:

III.1.1. Introduction:

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 80 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm 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 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.



Figure- III -1.1 : L'acrotère

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges

Les déférentes charges permanentes et d'exploitations de l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III -1.1 : Les charges permanentes et d'exploitations de l'acrotère

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.8*0.10)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 =**2.255**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.3. Calcul des efforts :

Les déférents efforts de l'acrotère à L'ELU et à L' ELS sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III-1.2 : Les efforts de l'acrotère à L'ELU et à L' ELS

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : N (kN)	1,35 * G = 3.04	G = 2.255
Moment d'encastrement : M (kN.m)	1,5 * Q * h =1.2	Q * h = 0.8
Effort tranchant : T(KN)	1.5*Q = 1.5	/

III.1.4 Calcul du ferraillage :

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

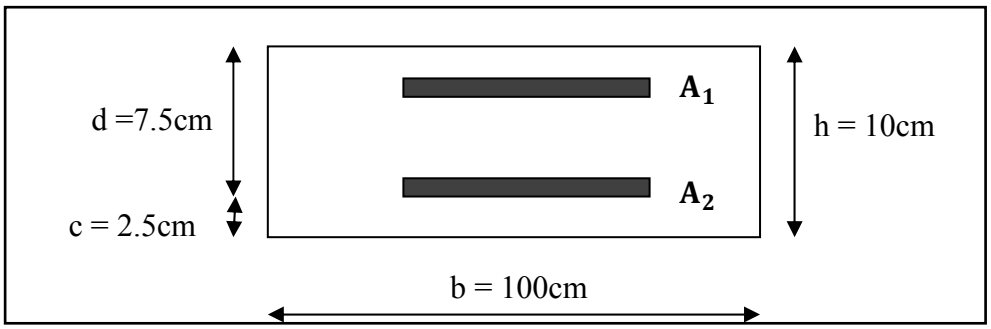


Fig. III.1.2. Section de B.A à l'ELU

III.1.4.a. à L' E L U :

✓ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.04} \Rightarrow e_0 = 39.47 \text{ cm.}$$

On a: $e_0 = 39.47 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\text{cm}$.

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimé.

➢ **calcul les armatures en flexion simple:**

Tableau III-1.3: Calcul Les armatures en flexion simple

	M_1(KN.m)	μ	β	A_1'(cm²)	$A_1=\frac{M_U}{\beta d\sigma_s}$
valeur	1.28	0.016	0.992	0	0.49

- **calcul des l'armature en flexion composée :**

Tableau III-1.4 : Calcul des sections d'acier en flexion

A_1	A'_1	A = A_1 - $\frac{N}{100*\sigma_s}$(cm²)	A'=A'$_1$ (cm²)	Amin = $\frac{B}{1000}$ (cm²)	$A_{adopté}$(cm²)
0.49	0	0.43	0	1.5	4T 8 = 2.01

- **Armatures de répartition :**

Tableau III-1.5: Calcul des Armatures de répartition

A (cm²)	$A_r=\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adopté}$(cm²)
2.01	0.50	4 T 8 = 2.01

- **Espacement:**

- **Pour les armatures principales :**

$S_t=\frac{100}{4}$ = 25 cm ≤S $_{min}$= min [3h = 30 cm; 33 cm] = 30 cm.

- **Pour les armatures de répartition :**

$S_{rép}=\frac{80}{4}$ = 20 cm ≤S $_{min}$= min[4h= 40 cm; 45 cm] = 40 cm.

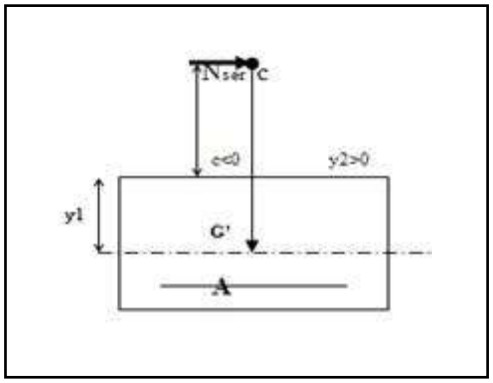


Fig. III.1.3. Section de B.A à l'ELS

III.1.4.b. Vérification à l'E.L.S :

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \text{(Fissuration préjudiciable).} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

Tableau III-1.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S

K	y_1 (cm)	σ_s=15k (d-y_1) (MPa)	σ_b=k y_1 MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\overline{\sigma_b}$= 0.6f_{c28} (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
0.062	2.01	51.06	1.25	201.63	15	oui	oui

Donc on adoptera 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 égal à

$$F = T_U - \frac{M_U}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{1.2}{0.9x0.075} = -16.28 \text{ KN.}$$

F < 0 : Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

F_P= 4.A.Cp.Wp. (Art.6.2.3).

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III)
- C_P: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_P: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.

A = 0.25

Cp = 0.80

W_p= 2.255 KN

F_P= 4.A.Cp.Wp = 4 x 0.25x 0.80 x 2.255 = 1.608 KN

F_P = 1.804 KN <T = 1.5 KN …….. ……. (Condition vérifiée).

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1.5*10^3}{1000*75} = 0.02\text{MPa}.$$

La contrainte admissible :

$\bar{\tau}_u$ = Min [0.15* f_{c28} ; 4MPa] = 3.75 MPa.

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$Le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

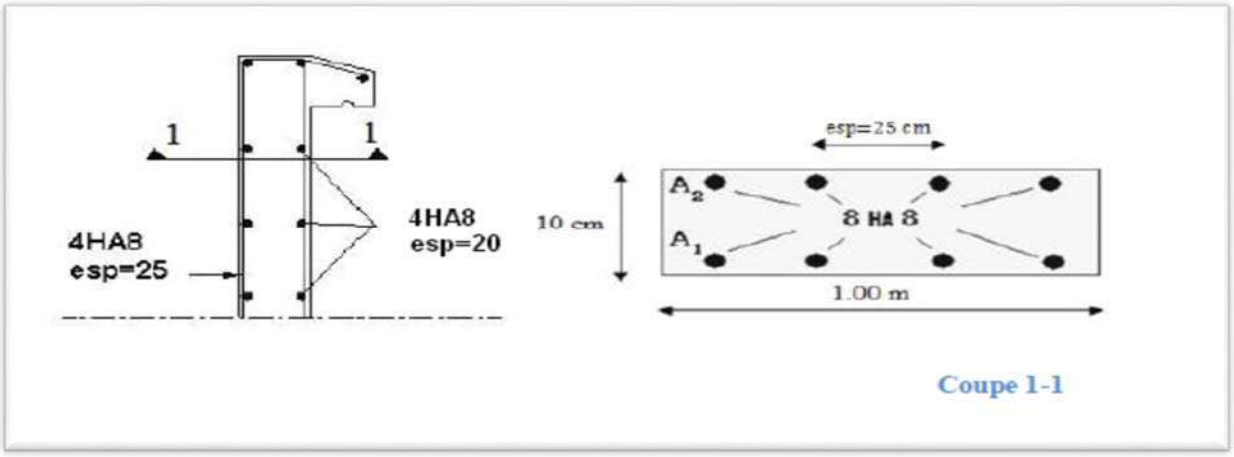


Figure III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. L'ASCALIER :

III.2.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **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 volées 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 contremarche.

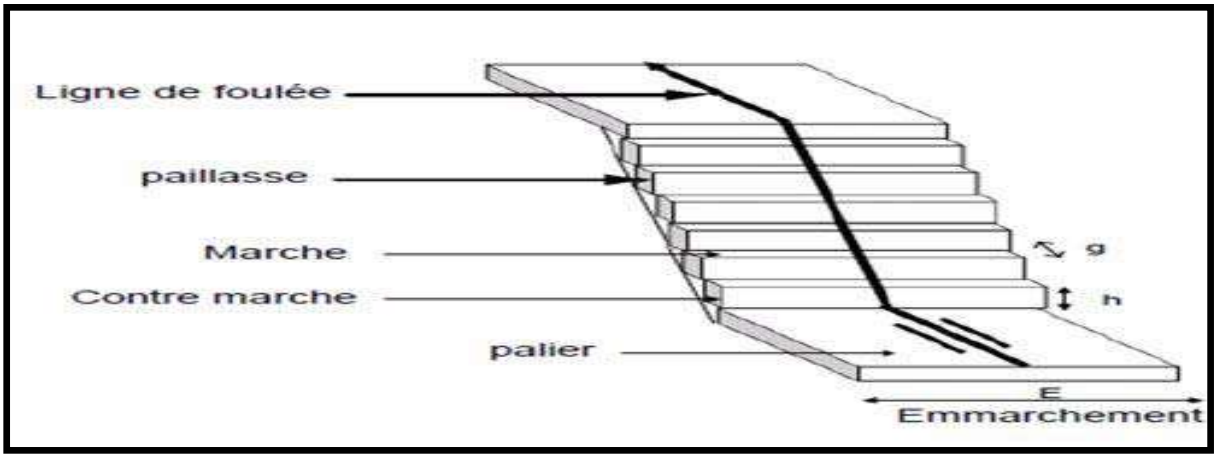


Figure III-2.1: Représentation d'un escalier

On a un seul type d'escalier à 3 volées avec deux paliers intermédiaires. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

III.2.3. Pré dimensionnement:

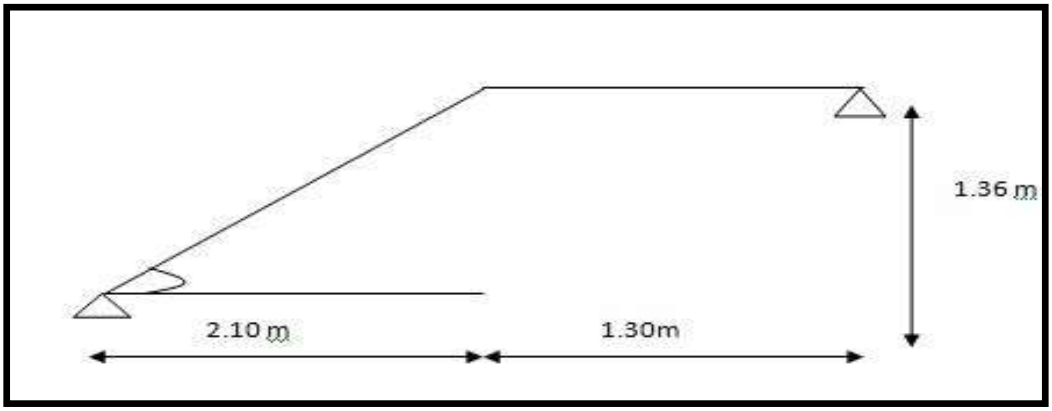


Figure III-2.2. : Schéma de l'escalier

- ✓ Hauteur de la contre marche : h =17cm.
- ✓ Largeur de la marche : g = 30cm
- ✓ L : Longueur horizontale de la paillasse.
- ✓ H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.2.3. a. Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

Tg α = H / L = 1.36/2.10 = 0.648

Donc : α =32.93°.

$L_0 = \sqrt{1.36^2 + 2.10^2} = 2.50$ m.

L = 2.50+1.30 = 3.80 m.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{340}{35} \leq e \leq \frac{340}{30} \quad \Rightarrow \quad 10.85 \leq e \leq 12.66$$

On adopte : e = 12 cm.

III.2.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.4.a. Palier :

1. Charges permanentes :

Tableau III.2.1: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N	Composants	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.12	25	3.00
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				4.74

2. Charge d'exploitation :

- ✓ Q= 2,50KN/m²

III.2.4.b : Paillasse :

1. **Charges permanente**

Tableau III.2.2: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N	Composants	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la Paillasse	0.12 / cos α	25	3.57
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.13
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**7.44**

2. **Charge d'exploitation :**

✓ Q=2,50 KN/m².

III.2.5. Détermination des efforts :

Tableau III.2.3 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	Pu (KN/m2)	Pser (KN/m2)
Palier	4.74	2.5	10.15	7.24
Paillasse	7.44	2.5	13.79	9.94

III.2.5.a- A l'ELU

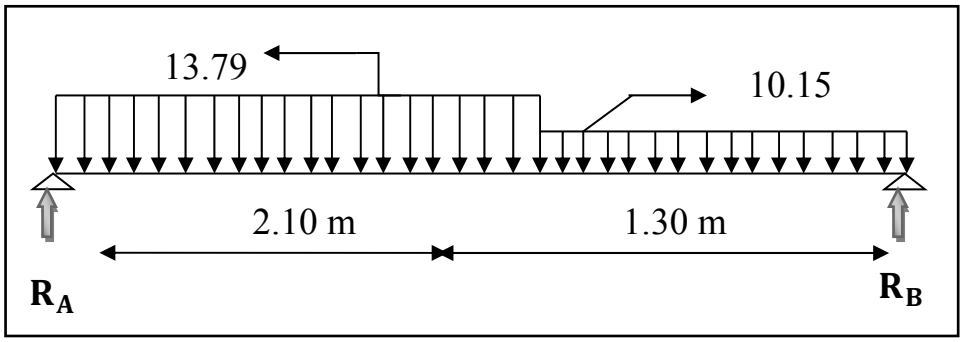


Figure III.2.3 : Schéma statique à l'E.L.U

Les équations d'équilibre donnent :

Tableau III .2.4: les efforts de l'escalier à l'ELU

	R_A(KN)	R_B(KN)	M_{max}(KN.m)	T_{max}(KN)
Valeur	22.53	19.62	16.91	22.53
Position(x)	0	3.40	1.64	0

III.2.5.b. à l' ELS

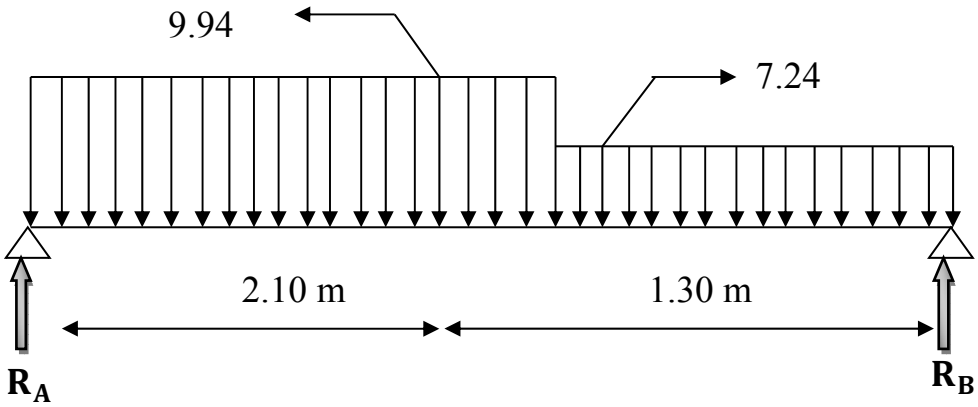


Figure III.2.4 : Schéma statique à l'E.L.S

Les équations d'équilibre donnent :

Tableau III 2.5 : les efforts de l'escalier à l'ELS

	R_A(KN)	R_B(KN)	M_{max}(KN.m)
Valeur	16.23	14.06	12.17

III.2.6. Récapitulations des efforts :

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

- **Moment en travée**:

  $M_t = 0,85\ M_{max}$

- **Moment en appuis**:

  $M_a = 0,5\ M_{max}$

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

Tableau III-2.6 : Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	M_{au}(kN.m)	M_{tu} (kN.m)	Tu (kN)	M_{aser} (kN.m)	M_{tser} (kN.m)
sollicitations	8.46	14.37	22.53	6.09	10.34

III.2.7. Ferraillage des escaliers:

Le calcul de ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une bande de 1 m de largeur, les résultat obtenu résumée dans le tableau suivant :

Tableau III-2.7: les données

Béton	f_{c28}= 25 MPa	γ_b= 1.5	σ_{bc}= 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28}= 2.1 MPa	b = 100 cm	h = 12 cm	d = 9.5 cm
Acier	FeE400	Fe = 400 Mpa	γ_s= 1.15	σ_s= 348 MPa

III.2.7.a Les armatures longitudinales :

Le calcul des ferraillages se fait en flexion simple, les résultats sont résumés en tableau suivant :

Tableau III-2.8: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_U(KN.m)	μ	β	$A_S = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$(cm²)	A_S'(cm²)	Amin = $\frac{B}{1000}$ (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)
En travée	14.37	0.112	0.940	4.62	0	1.7	5 HA12 = 5.65
En appuis	8.46	0.066	0.966	2.65	0	1.7	3 HA12 = 3.39

III.2.7.b. Condition de non fragilité :

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

✓ **En travées** : A = 5.65 cm²≥ $A_{min} = \frac{100*12}{1000}$ = 1.2 cm²(cv)

✓ **En appuis** : A= 3.39 cm²≥ $A_{min} = \frac{100*12}{1000}$ = 1.2 cm²(cv).

III.2.7.c. Les armatures de répartition :

Tableau III-2.9 : Les armatures de répartition

	A_r (cm²)	A adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4}$ = 1.41	4 T 8 = 2.01
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.39}{4}$ = 0.85	3 T 8 = 1.50

III.2.7.d. Vérification de l'espacement :

Tableau III-2.10 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	S_t = 20 cm ≤ min[3h = 36cm; 33cm] = 33cm	S_t = 25 cm ≤ min[4h = 48cm ;45 cm] = 45cm
En appuis	S_t = 33 cm ≤ min[3h = 36cm ; 33cm] = 33cm	S_t = 33 cm ≤ min[4h = 48cm ; 45cm] = 45cm

III.2.8. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{22.53*10^3}{1000*95}$ = 0.24 MPa.

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

τ_u = 0.24 MPa ≤ $\bar{\tau}_u$= 3.33 MPa (cv)

III.2.9. Vérification à l'état limite de service

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$

Tableau III-2.11 : Vérification à l'E.L.S

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$(Kn)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	5.65	10.34	4454.82	3.25	7.54	15	**cv**
En appuis	3.39	6.09	3006.31	2.64	5.35	15	**cv**

III.2.10. Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} = 0.035 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} = 0.043$ (c n v).

$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100*9.5} = 0.0059 \leq \frac{2}{400} = 0.0050$ (c n v).

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

➢ **Évaluation de la flèche** : (selon l'Annexe D du CBA93).

Tableau III-2.12. Vérification détaillée de la flèche des l'escalier

M (KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	β_1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
10.34	5.65	6.59	0.01	0.980	196.57	0.453	3.559	1.424
I(cm^4)	**I_{fi}**	**I_{fv}**	**L(m)**	**f_i(mm)**	**f_v(mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f \leq f_{adm}$**
38740.1	16313.33	25904.10	4.75	2.28	4.27	1.99	6.80	oui

III.3. Poutre palière :

La poutre palière à pour rôle le supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

III.3.1. Prédimensionnement :

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

la longueur de la poutre: L = 3.60 m

Tableau III-3.1. Prédimensionnement de la poutre palière

	poutres palières
Conditions de résistance	L_{max} = 3.25 m ⇒ 24.00 cm ≤ h ≤ 36.00 cm on adopte h = 35cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.50 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h = 35 cm ≥ 30 cm ; b = 30 cm ≥ 20 cm ; h/b = 1.16 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L = 0.097) ≥ (1/16 = 0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35 cm ; b = 30 cm

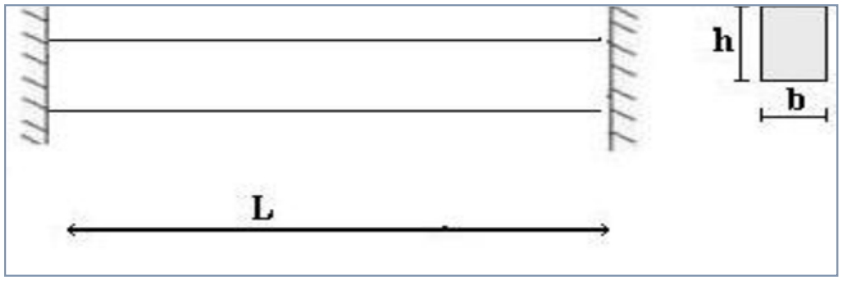


Figure III-3.1 : Dimensionnement de la poutre palière

III.3.2. Charges revenants à la poutre:

La charge q_u égale à la somme de la réaction R_{Bu} de l'escalier et son poids propre

Tab III-3-2.chargement de la poutre palière

	ELU		ELS	
	G (kN/m)	P_u (kN/m)	G (kN/m)	P_{ser}(kN/m)
Poids propre de la poutre	2.625	28.37	2.625	20.55
-Poids de double cloison	3.86		3.86	
Réaction de l'escalier	19.62		14.06	

III.3.3. Calcul les moments et les efforts tranchants:

Le calcul se fait comme pour une poutre parfaitement encastrée sur ses deux cotés, les résultats obtenus sont :

D'après les résultats de RDM :

- $R_A = R_B = \frac{q\ l}{2}$
- $M_{appui} = M_A = M_A = \frac{q\ l^2}{12}$
- $M_t = \frac{q\ l^2}{24}$

Tableau III-3-3 : les efforts de la poutre palier

	R_A(KN)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
ELU	46.10	46.10	24.97	12.49
ELS	33.39	/	18.09	9.04

III.3.4. calcul des ferraillages :

III.3.4.a- Armatures longitudinales:

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

Tableau III-3-4 : calcul des ferraillages

	M_U(KN.m)	μ	β	$A_S = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$(cm²)	A_S'(cm²)	Amin = $\frac{B}{1000}$ (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)
En appuis	24.97	0.055	0.972	2.27	0	1.05	3 HA12 = 3.39
En travée	12.49	0.028	0.986	1.12	0	0.75	3HA12 = 3.39

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

On doit vérifier le condition suivant **:** $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ et $\bar{\tau}_u$= Min [$\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$= 3.33 MPa ; 5 MPa] = 3.33 MPa.

Tableau III -3-5 : Vérification de l'effort tranchant

τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
0.47	3.33	cv

- **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4.b_0.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a = min [b – c -2 ; 0.9d] = min [30 – 2.5 -2 ; 0.9 x 32.5]= 25.5 cm

V_u= 46.10 KN ≤ 501 KN (CV)

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

$$0.9.d.\ V_u \leq M_u$$

0.9 x 0.325 x 46.10 = 13.48 ≤ 24.97 (cv)

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui :**

σ_m= $|V_U|$ / ab_0 ≤ $\overline{\sigma_m}$ =1.3 f_{c28}/γ_b

σ_m= 46.10 x 10^3 / 255 x 300 = 0.603 MPa.

$\overline{\sigma_m}$ = 21.67 MPa ⇒ $\sigma_m < \overline{\sigma_m}$…… (CV)

III.3.4.b- Armatures transversales

$\emptyset_t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$= 10 ; $\emptyset_1$=10 mm ; $\frac{b_0}{10}$= 30 mm] = 10 mm

On prend $\emptyset_t$= 8 mm < 10 mm

a_t= $\frac{\pi\varphi_t^2}{4}$ = 0.5 cm^2 ⇒ A_t= n. a_t

on choisit A_t= 4 ∅ 8 = 2.00 cm^2

✓ **Espacement:**

- **Selon le R.P.A 99**

$$A_{tmin} \leq 0.003 * S_t * b$$

$$S_t \geq \frac{A_t}{0.003*b} = 12.05 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $\begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} & \text{(zone nodale).} \\ S_t = 25 \text{ cm} & \text{(zone courante).} \end{cases}$

$S_t \leq \overline{S_t}$ = Min [0.9 d ; 40 cm] = 29.75 cm $s_t \leq \overline{S_t}$ pour les deux zones.

- On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

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

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

- Zone nodale :$\frac{2.00*10^2}{300*150}$ = 0.004 > $\frac{1.15(0.47-0.3*2.1*1)}{0.9*235(\cos 90+\sin 90\ )}$ = -8.6.10^{-4}…… (cv)

- Zone nodale :$\frac{2.00*10^2}{300*250}$ = 0.002 > $\frac{1.15(0.47-0.3*2.1*1)}{0.9*235(\cos 90+\sin 90\ )}$ = -8.6.10^{-4}…… (cv)

▪ $A_t \geq A_{tmin} = \frac{0.4\ b_0\ S_t}{f_e}$

-Zone nodale :$A_t = 2cm^2 \geq A_{tmin} = \frac{0.4*300*150}{235}$ = 0.76 cm^2 (cv)

-Zone nodale :$A_t = 2cm^2 \geq A_{tmin} = \frac{0.4*300*250}{235}$ = 1.27 cm^2 (cv)

III.3.5. Vérification à l'état limite de service

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition suivant : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$

Tableau III-3.6: Vérification à l'E.L.S

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$(Kn)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En appuis	3.39	18.09	42582.65	5.26	2.23	15	**cv**
En travée	3.39	9.04	42582.65	5.26	1.12	15	**cv**

III.3.6. 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-3-7 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ére condition	2éme condition
h/L ≥ Mt/ (10 Mo)	$\rho \leq$ 4.2/fe
h/ L = 0.35 / 3.25 = 0.108 Mt/ (10 Mo) = 0.085	ρ = A/ (b_o*d) = 3.39/ (30*32.5) = 0.003 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

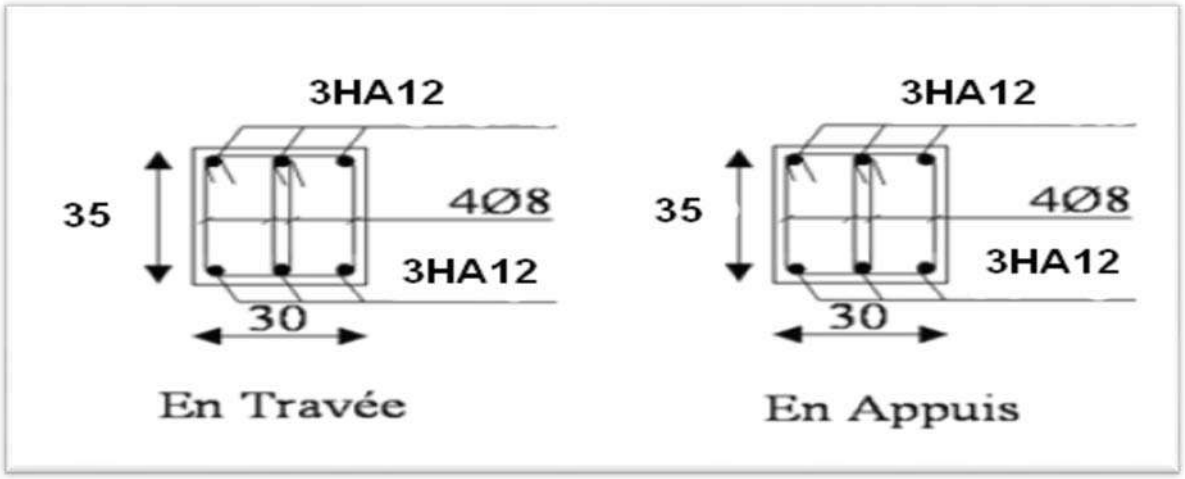


Figure III-3-2 : Ferraillages des poutres palières

III.4. Plancher corps creux :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

❖ **III.4.1. 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.

III.4.1.a. avant coulage :

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

❖ son poids propre.

❖ le poids de corps creux (entrevous) et la couche de béton.

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

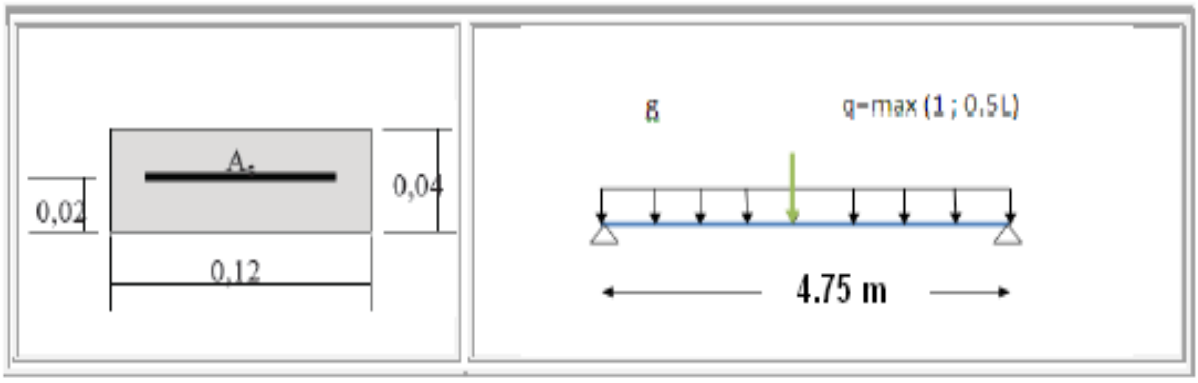


Figure- III.4.1: schématisation de la poutrelle avant coulage

a-1 : Calcul les charges des poutrelles avant coulage :

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

Tableau III.4.1 : les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L(m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
4.75	2.38	0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.4.2 : Moments statiques des poutrelles

M_G (kN.m)	M_Q (kN.m)	M_U (kN.m)
$\frac{GL^2}{8} = 2.17$	$\frac{QL}{4} = 2.83$	$1.35M_G + 1.5M_Q = 7.17$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{7.17.10^6}{14.2 * 120 * (20)^2} = 10.519 > \mu_L = 0.372.$$

➢ **Conclusion :**

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

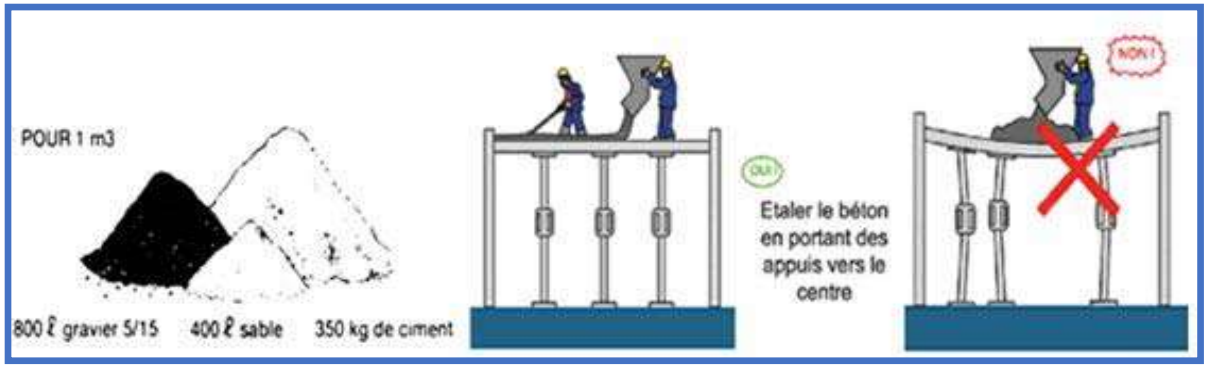


Figure III.4.2 : Choix de disposition des étaiements

a.2 :Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine la flèche pour la comparer avec la flèche admissible si ce condition est vérifier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un flèche inférieur au flèche admissible.

$f_G = \frac{5P_G L^4}{384\ E_v I}$ et $f_Q = \frac{P_Q L^3}{48\ E_V I}$

Tableau III.4.3 : Calcul des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	L (mm)	f_G (mm)	F_Q (mm)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	f ≤ f
0	0.77	2.38	4750	88.51	92.09	108.7	9.5	cnv
1			2375	5.53	11.5	16.83	4.8	cnv
2			1583.33	1.09	3.41	4.50	3.16	cnv
3			1187.5	0.34	1.44	1.78	2.37	cv

III.4.1.b. Après coulage :

III.4.1.b.1.Méthodes de calcul :

a) méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

- **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 [2G et 5 kN/m^2).

** charges concentrées : P ≤ Min ($\frac{Q}{4}$ et 2 kN).

Avec :

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 longueurs des travées :**

Il faut que le rapport des longueurs de 02 travées adjacentes soit compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

***Condition concernant le type de fissuration :**

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

- **Exposé de la méthode :**

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée M_t et les deux moments négatifs aux appuis

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

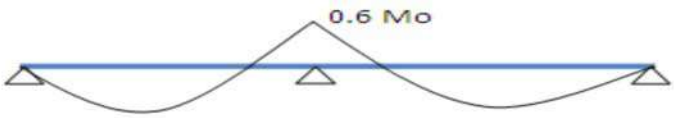
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

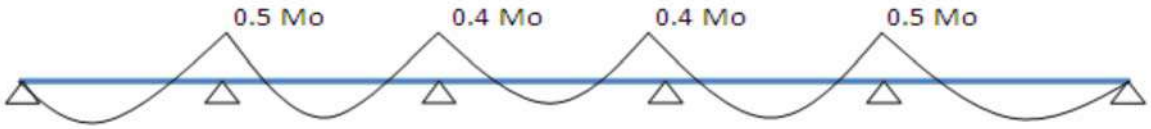
$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq$ Max [1.05 M_0et (1+0.2α)M_0].

$$M_t \geq \begin{cases} \left[\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right] M_0 & \text{Pour les travées de rive.} \\ \left[\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right] M_0 & \text{Pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$$

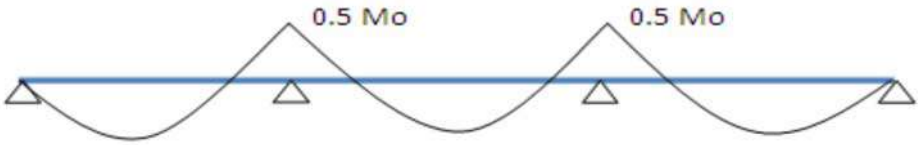
* Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.



* Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



*$M_a \geq 0.4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3travées.



Remarque :

1) M_0 : moment isostatique ($M_0 = PL^2/8$).
2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.
3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.
4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma = 0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

$$T_w = PL/2 + ((M_w - M_e) / L)$$

$$T_e = -PL/2 + ((M_w - M_e) / L)$$

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_o$

$M_a = M_b = -0.5\ M_o$

$M_a = M_b = -0.5\ M_o$

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

b) Méthode de Caquot (pour les poutres) :

➢ **Exposé de la méthode :**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

a/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive :

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8\ L \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

b/ Coefficient de rigidité :

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$k_e = \frac{I_e}{L'_e} k_w = \frac{I_w}{l'_w}$ et où $\frac{K_w}{K_e} = \gamma$ Donc : $\gamma = \frac{I_w L'_e}{I_e L'_w}$

c/ Cas particulier :

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

- **Le coefficient de rigidité :** $\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$
- **Le moment aux appuis** : $M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$
- **Le moment en travée:**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (x **=L/2**) comme Moment maximum en travée: $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$.

➢ **Remarque :**

On prend les moments des appuis du rive comme semi encastrement $M_{app} = 0.2\ M_0$

(M_0 : moment isostatique)

III.4.1.b.2 : Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.4.4 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Plancher Terrasse	7.82*0.65=5.08	1*0.65=0.65	7.83	5.73
Plancher courant	6.40*0.65=4.11	1.5*0.65=0.975	7.09	5.14

III.4.1.b.3 : calcul de Sollicitations:

❖ **1ére type :** Poutrelle à 03 travées.

✓ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

- Q = 0.65 kN/m² ≤ Min { 2G =10.16 KN.m²(cv) ; 5KN.m² }

- 0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 0.98 < 1.25 (cv).

- 0.8 < L_{BC} / L_{CD} = 0.96 < 1.25 (cv).

- la fissuration est peu nuisible

Donc La méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau Suivant :

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.U :**

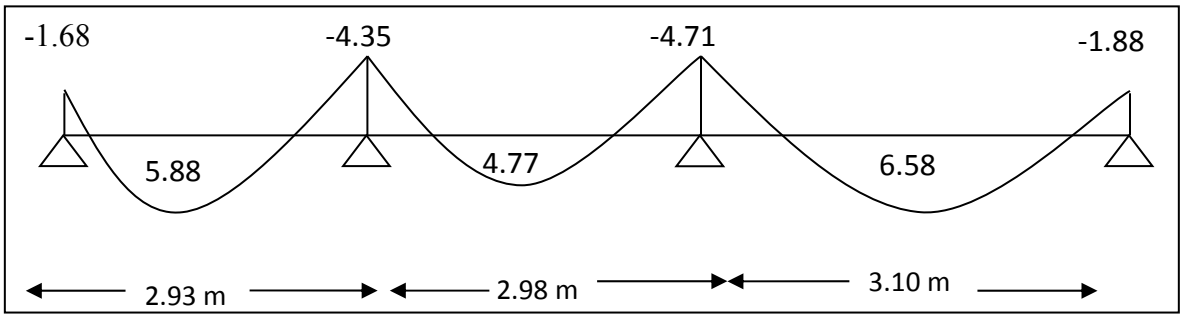


Figure III.4.3 : Diagramme des moments du 1ére type des poutrelles à l'ELU

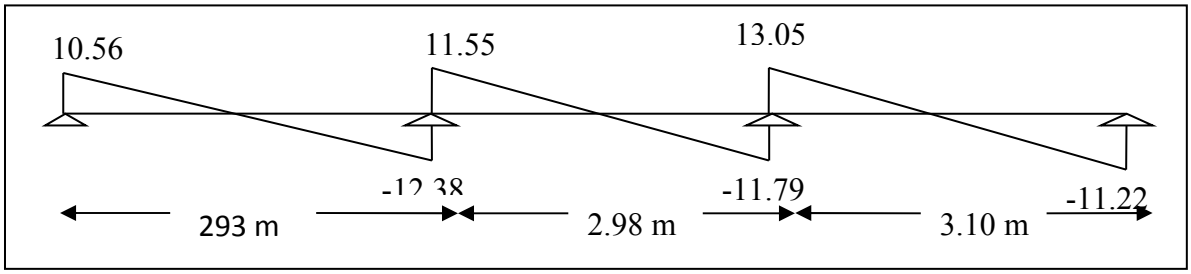


Figure III-4-4 : Diagramme des efforts tranchants du1ére type des poutrelles à l'ELU

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.S:**

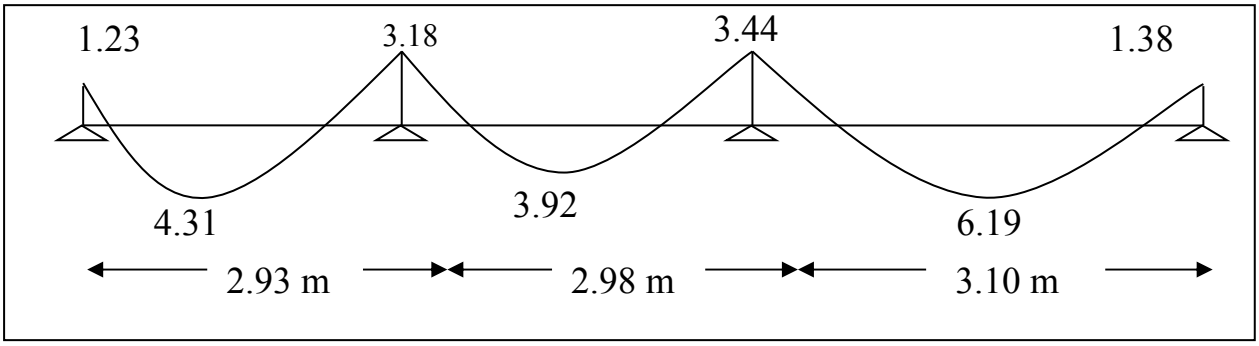


Figure III.4.5 : Diagramme des moments du 1ére type des poutrelles à l'ELS.

❖ **2éme type : Poutrelle à 04 travées :**

✓ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

- $Q = 0.65\ kN/m^2 \leq$ Min $\begin{cases} 2G = 10.16\ KN.m^2 & (cv) \\ 5\ KN.m^2 \end{cases}$

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 0.85 < 1.25$ (CV)

- $0.8 < L_{BC} / L_{CD} = 0.98 < 1.25$ (CV)

- $0.8 < L_{CD} / L_{DE} = 0.96 < 1.25$ (CV)

- la fissuration est peu nuisible.

La méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.U :**

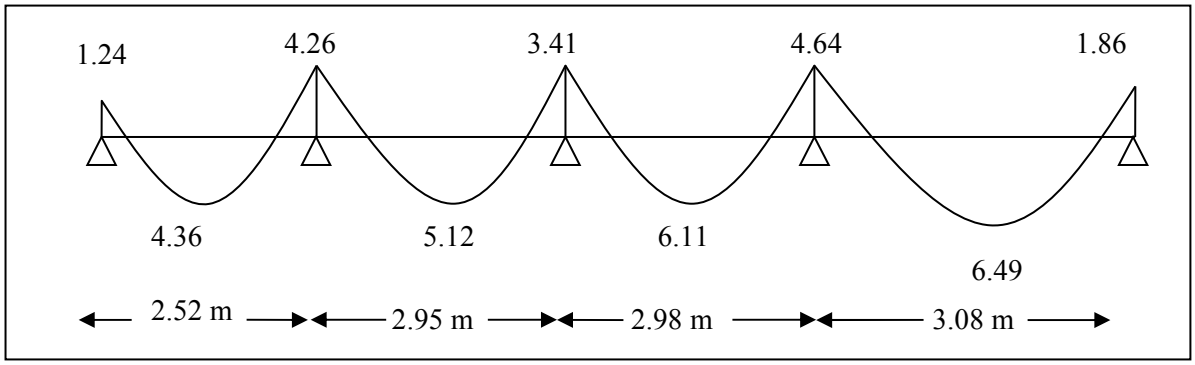


Figure III.4.6 : Diagramme des moments du 2éme typedes poutrelles à l'ELU

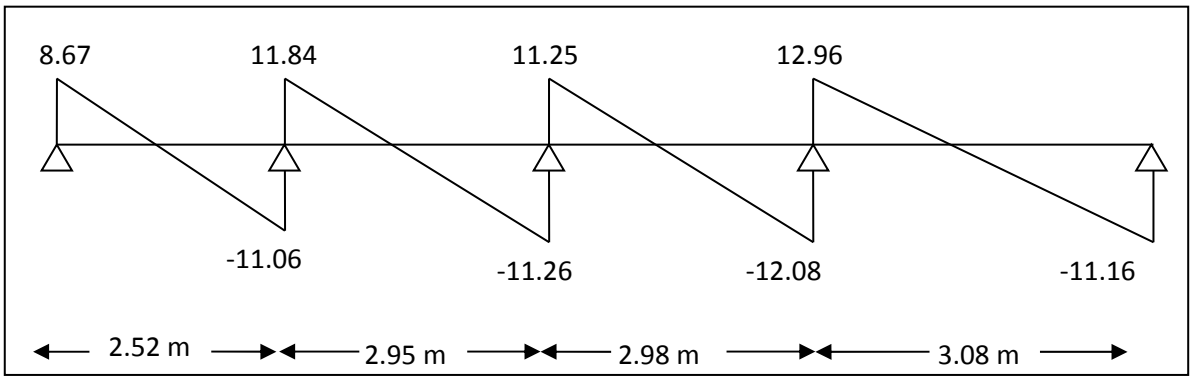


Figure III.4.7: Diagramme des efforts tranchants du 2éme type des poutrelles à l'ELU

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.S :**

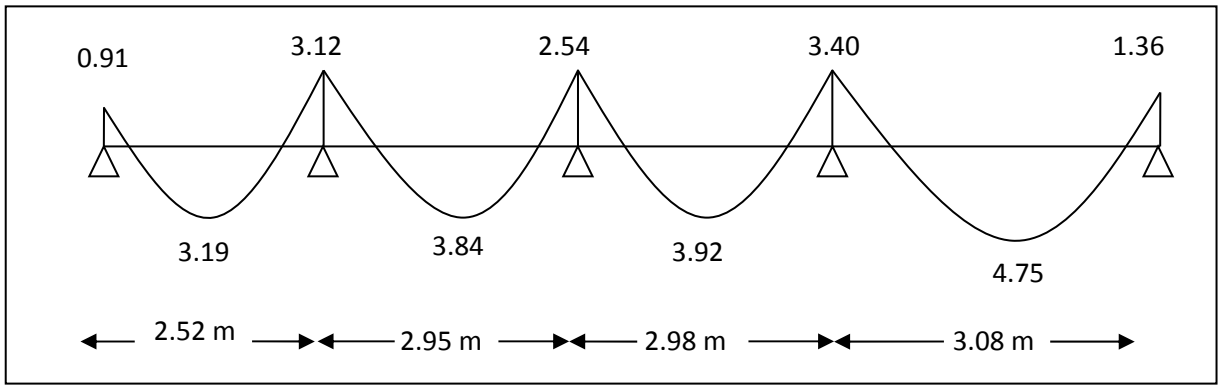


Figure III.4.8 : Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELS.

❖ **3eme type: poutrelle à 05 travées :**

✓ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :**

$$Q = 1kN/m^2 \leq \min \begin{cases} 2G = 12.00\ kN/m \\ 5\ \ kN/m \end{cases} \quad (cv)$$

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.42 < 1.25$ (cnv)

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de **Caquot.**

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.U :**

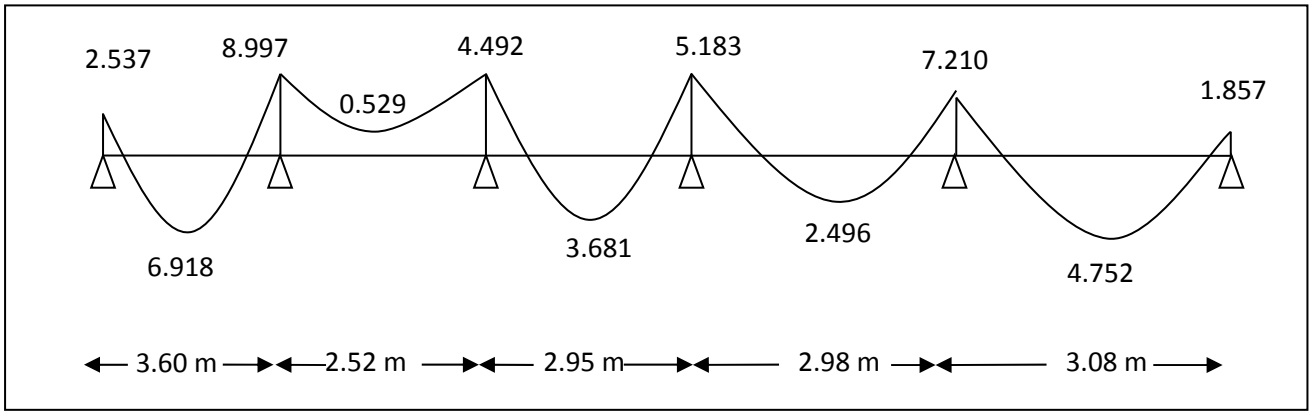


Figure III.4.9. Diagramme des moments du 3éme type des poutrelles à l'ELU

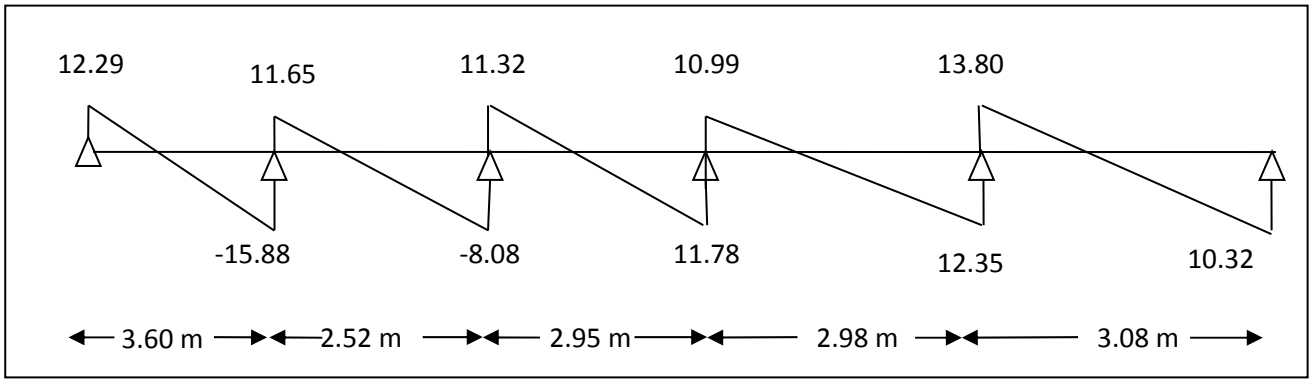


Figure III.4.10 : Diagramme des efforts tranchants du 3émetype des poutrelles à l'ELU

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.S :**

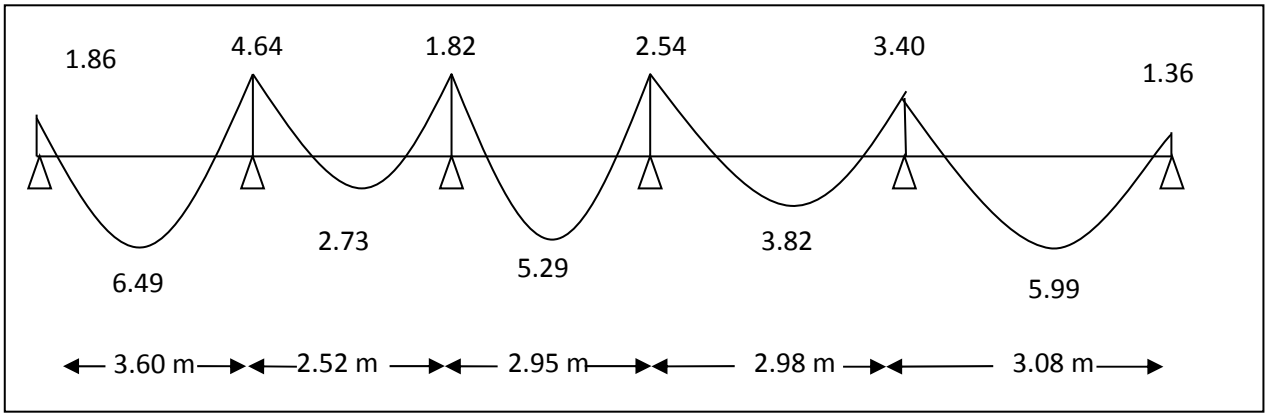


Figure III.4.11 : Diagramme des moments du 3éme type des poutrelles à l'ELS.

❖ **4éme type : poutrelles à 06 travées.**

✓ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

- $Q = 0.65\ kN/m^2 \leq Min \begin{cases} 2G = 10.16\ KN.m^2 \\ 5KN.m^2 \end{cases}$ (cv)

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- la fissuration est peu nuisible.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.30 < 1.25$ (cnv)

Donc La méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors on utilise la méthode de Caquot:

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.U :**

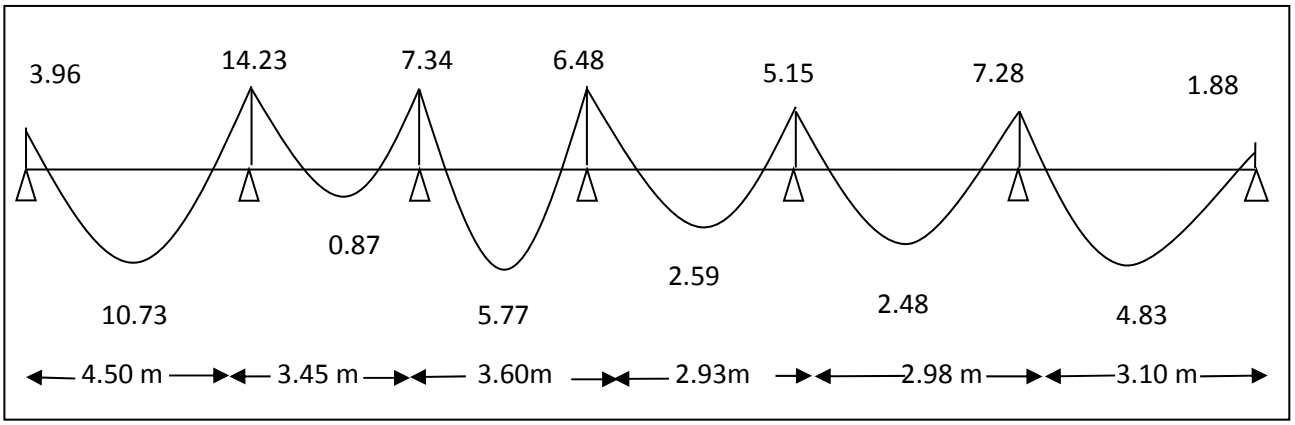


Figure III.4.12 : Diagramme des moments du 4éme type des poutrelles à l'ELU

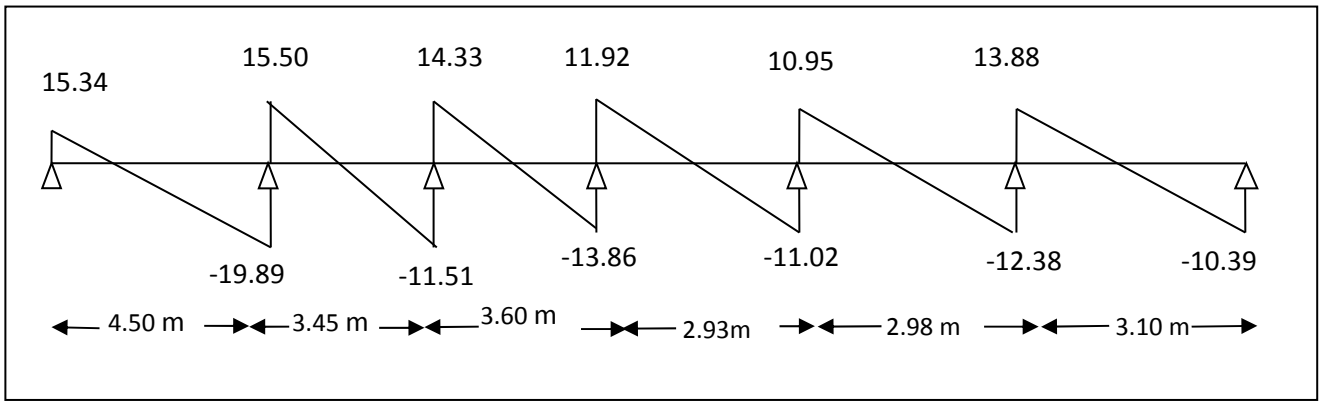


Figure III.4.13 : Diagramme des efforts tranchants du4éme type des poutrelles à l'ELU

✓ **Détermination des sollicitations à L'E.L.S :**

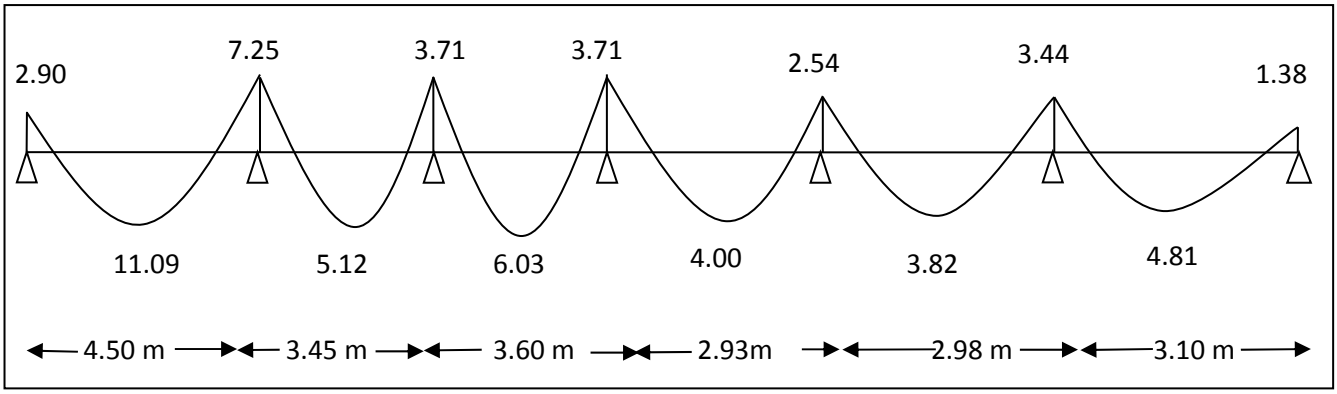


Figure III.4.14 : Diagramme des moments du 4éme type des poutrelles à l'ELS.

III.4.1.b.4 : Récapitulations :

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

Tableau III.4.5 : Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_{au}(kN.m)	M_{tu} (kN.m)	Tu (kN)	M_{aser}(kN.m)	M t_{ser} (kN.m)
sollicitations	14.23	10.73	15.88	7.25	11.09
Référence	Poutrelle à 06 travées	Poutrelle à 06 travées	Poutrelle à 05 travées	Poutrelle à 06 travées	Poutrelle à 06 travées

III.4.1.b.5 .Calcul du ferraillage:

✓ **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

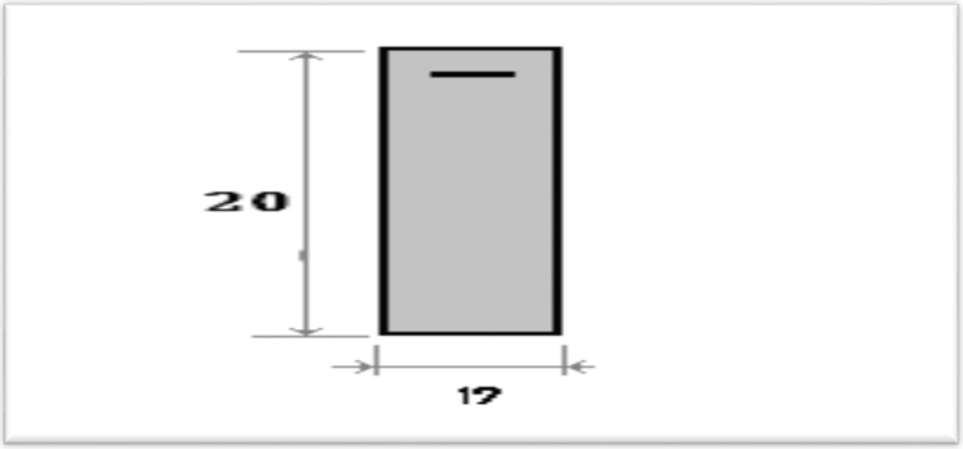


Figure III.4.15 : La section considérée pour le calcul des ferraillages

Tableau III.4.6 : Calcul des armatures des poutrelles.

	M_U(KN.m)	μ	β	$A_S = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$	A_S'(cm²)	$A_S$adoptée (cm²)
En travée	10.73	0.024	0.988	1.41	0	2.35 = 3 HA10
En appuis	14.23	0.172	0.905	2.05	0	2.26 = 2HA12

- **Condition de non fragilité :**

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

Donc : $A = 2.35\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{65*24}{1000} = 1.56\ cm^2$ (cv)

Donc : $A \geq A_{min}$(cv).

✓ **Armatures transversales :**

$\emptyset_t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$= 6.86 ; $\emptyset_1$=10 mm ; $\frac{b_0}{10}$= 12 mm] = 6.86 mm

On prend $\emptyset_t$= 6 mm ; on choisit A_t= 2 T 6 = 0.56 cm²

- **Espacement:**

$S_t \leq$ Min [0.9 d ; 40 cm] = 19.80 cm.

- **Selon le R.P.A 99**

$A_{tmin} \leq 0.003 * S_t * b$

$S_t \geq \frac{A_t}{0.003*b} = 12.05$ cm donc on adopte : $S_t = 15$ cm

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

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

Avec : k = 1 (flexion simple) ; $\alpha = 90°$

$\frac{0.39*10^2}{120*150} = 0.002 > \frac{1.15(0.735-0.3*2.1*1)}{0.9*400(\cos 90+\sin 90\ )} = 0.0003$ (cv)

- $A_t \geq A_{tmin} = \frac{0.4\ b_0\ S_t}{f_e}$

$A_t \geq A_{tmin} = \frac{0.4\ b_0\ S_t}{f_e} = \frac{0.4*12*15}{400} = 0.18$ cm^2

$A_t = 0.56$ cm$^2 \geq A_{tmin} = 0.18$ cm^2 (cv).

Tableau III.4.7: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Armatures transversale	Espacement
2Ø6	15cm

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.88*10^3}{120*220} = 0.60$ MPa.

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.60$ MPa $\leq \bar{\tau}_u = 3.33$ MPa (cv)

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

Appui de rive :

$$0.9.d\ V_u \leq M_u$$

0.9 x 0.22 x 15.88 = 3.14 $\leq$ 14.23 (cv).

- **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4.b_0.\text{a}.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a = min [b – c -2 ; 0.9d] = min [30 – 2 -2 ; 0.9 x 22]= 19.8 cm

V_u= 15.88 KN ≤ 129.6 KN (CV)

- **vérification de la flèche :**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

- $\frac{h}{l} = \frac{0.24}{4.75} = 0.051 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$…… (cv)
- $\frac{h}{l} = \frac{0.24}{4.75} = 0.051 \geq \frac{1}{15} . \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} = 0.050$…….. (cv)
- $\frac{A}{b_0 d} = 0.0089 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.0090$ …… (cv)

III.5. CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre Poutrelles.

La section d'armature a prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

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

III.5. 1. Armatures principales :

$$A_t \geq 0.002*\text{L}*\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe =520), le treillis soude qui sera utilisé sera a maillage carré de 20 cm x 20 cm.

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50 cm ≤ (L= 65cm) ≤ 80cm.

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

$$A_l \geq \frac{At}{2}$$

Donc : $A_t = \frac{4L}{f_e} = \frac{4*65}{520} =$ 0.5 cm^2 /ml

Alors : At = 5 Ø6 = 1,41 cm^2 /ml

St = $\frac{100}{5}$ = 20 cm.

III.5. 2. Armatures de répartitions:

$A_l = \frac{At}{2}$= 0.705 cm^2 Soit : 5 Ø6 = 1,41cm^2 /ml St =20 cm

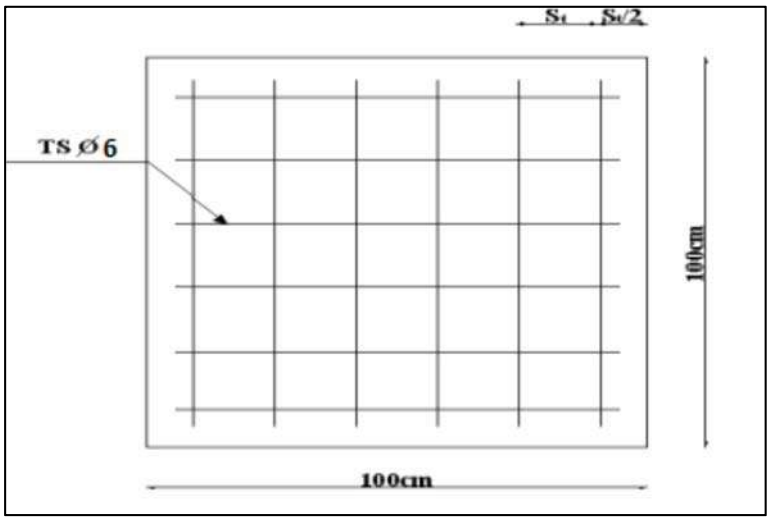


Figure III.4.16.Ferraillage de la dalle de compression

.

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE ET SYSMIQUE

IV.1) Introduction :

Si la souvenance des séismes, pour la plus grandes part, est encore un phénomène imprévisible, on ne considère plus, depuis quelque années comme inéluctable les catastrophes qu'ils sont susceptibles de provoquer.

De ce fait, le comportement des constructions sous une excitation dynamique est devenu un problème récurent.

Donc il est indispensable d'analyser le comportement des structures sous l'effet de ces excitations, pour cela on a effectué une étude dynamique.

L'étude dynamique consiste à déterminer les modes de vibration ainsi que les pulsations, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par un changement du ou séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « SAP2000 version 12 ».

IV. 2) Choix de la méthode de calcul :

IV. 2.1) Introduction :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.2.2) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Pour notre structure, la hauteur est 18.70 m dépassant les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 19 ».

IV.2.3) Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.3.1) Principe

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

IV.2.3.2) Modélisation:

Pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 12 ».

IV.2.3.3) Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\ A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\ \eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\ \eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\ \eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g: Accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone (RPA tableau 4.1)

- L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne

situé dans la « zone sismique III», wilaya d'Alger.

Donc : A= 0.25 [RPA : Tab.4.1]

η: facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$

Avec ξ: Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2) (ξ =7% (remplissage dense).

Donc $\Rightarrow$ η = 0.8819.

T_1 ,T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA tableau 4.7).

Pour notre cas : on a un site ferme (S2).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s. \end{cases}$$

R : coefficient de comportement de la structure Il est fonction du système de Contreventement.

Dans notre ouvrage on a (Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé). (RPA tableau 4.3).

Donc R = 4.

Q : facteur de qualité (RPA tableau 4.4)

Le facteur de qualité est égal à l'additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : (Q = (1+$\sum_1^6 p_q$).

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Détermination du facteur de qualité Q

	Suivant X		Suivant Y	
Critère	**observé**	**Valeur**	**observé**	**Valeur**
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
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	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$\begin{cases} Q_x = 1.10 \\ Q_y = 1.10 \end{cases}$

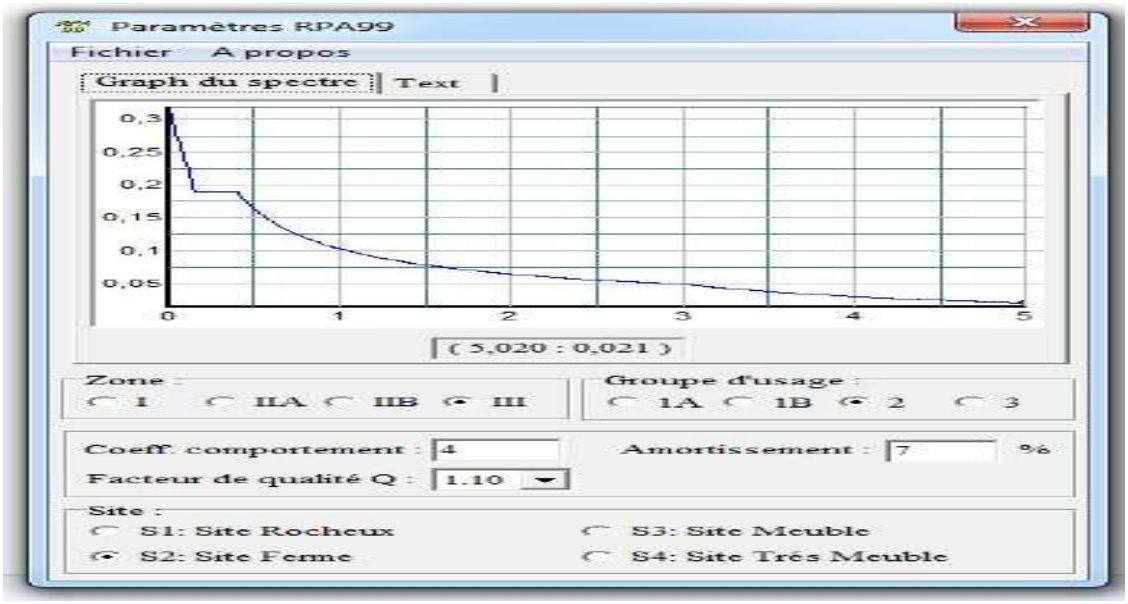


Figure IV-1 : Spectre de réponse

IV. 3) Dispositions des voiles :

Apres plusieurs changement de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé sur le RPA v 2003 et évitant également la torsion ou couplage au niveau de mode fondamentale représente sur la figure suivant :

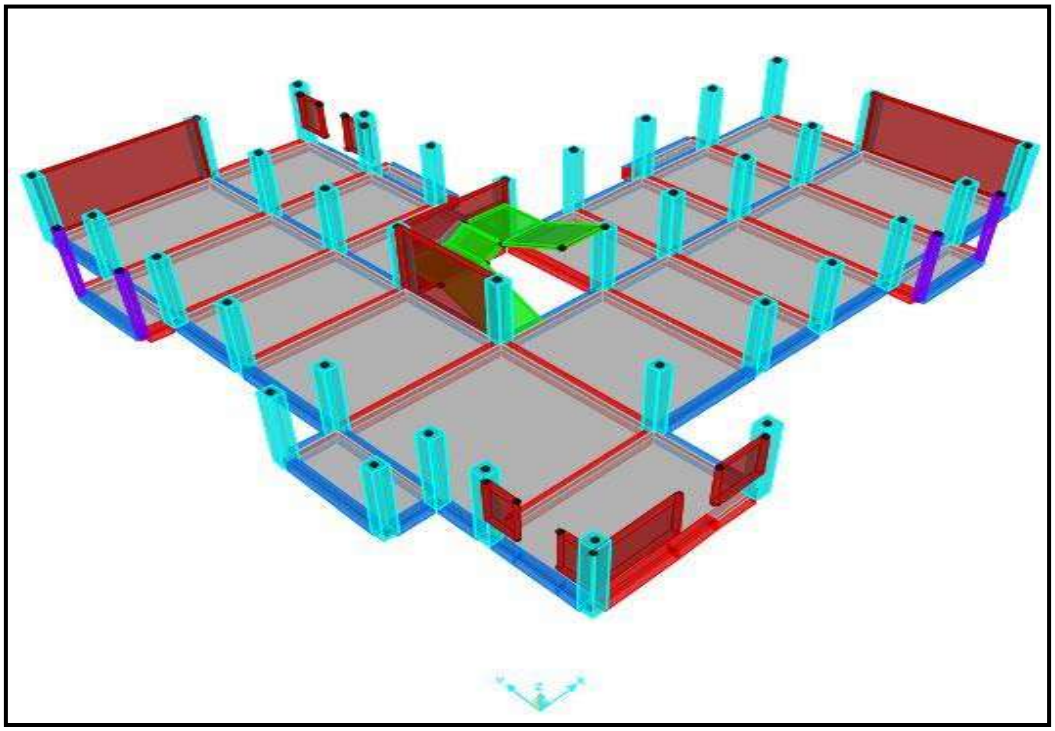


Fig. IV.2 : Disposition des voiles en 3D

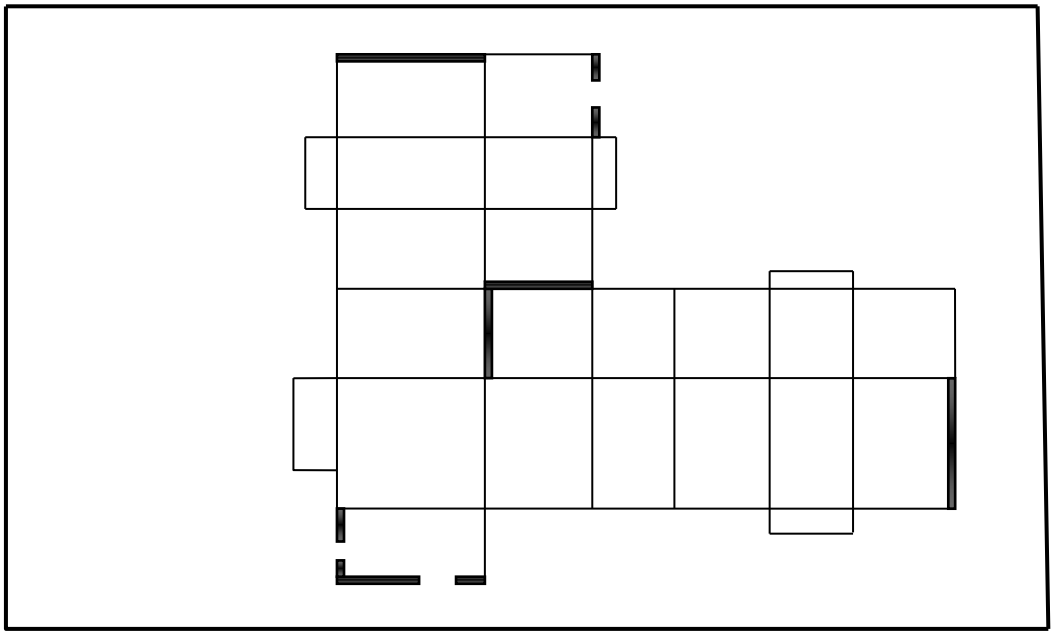


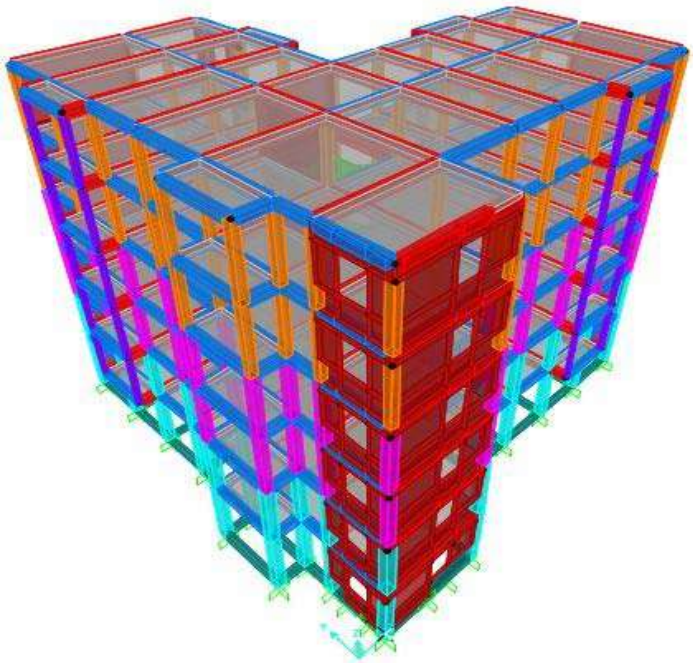
Figure IV.3. : Disposition des voiles en plan.

IV.4) Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

Les caractéristiques à déterminer sont :

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



IV.4.1) Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- $\sum W_i$: le poids total de chaque niveau (le poids de plancher, poutres, poteaux, escaliers, balcon, cloison, l'acrotère et les charges d'exploitation).
- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

IV.4.2) Centre de torsion :

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

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

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

$$X_T = \frac{\sum I_{Yi} X_i}{\sum I_{Yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{Xi} Y_i}{\sum I_{Xi}} \quad \text{Avec :}$$

- Ix et I y Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de

Contreventement (poteau, voile).

- Xi, Yi coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité.
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes:

♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{b\,h^3}{12}$ et $I_Y = \frac{h\,b^3}{12}$

♦ pour les voiles : $I_X = \frac{L\,e^3}{12}$ et $I_Y = \frac{e\,L^3}{12}$

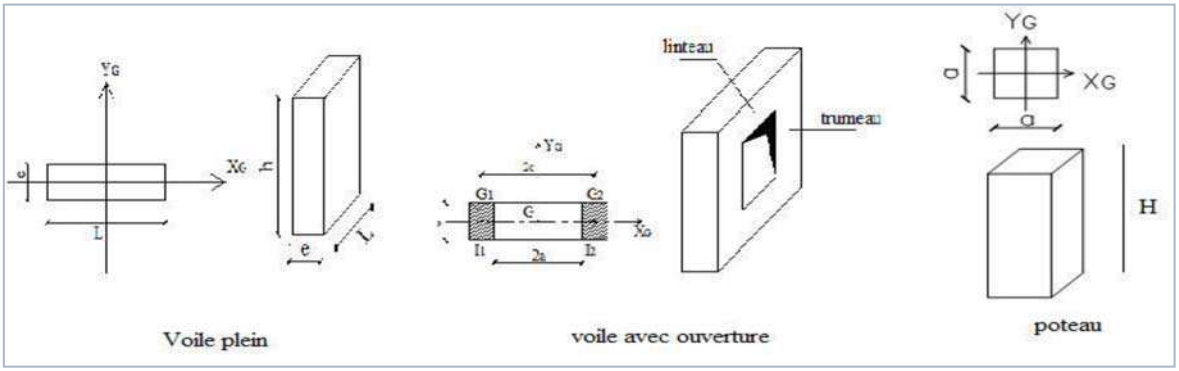


Fig. IV.4. Dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.2 : Centre de masse et centre de torsion

	Centre de masse		Centre de rigidité	
Niveau (m)	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
+18.70	9.3954	9.6720	8.3646	9.1959
+15.64	9.3680	9.7339	8.5170	9.3109
+12.58	9.3644	9.7235	8.6867	9.4461
+9.52	9.3717	9.7235	8.8994	9.6240
+6.46	9.3761	9.7201	9.1778	9.8726
+3.40	9.3689	9.7166	9.6465	10.3273

IV.4. 3) Excentricité

IV.4.3.a) Excentricité théorique (statique)

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

Tableau IV.3 Calcul d'excentricité théorique.

Niveau (m)	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)	$E_x = \|X_R - X_G\|$ (m)	$Ey = \|Y_R - Y_G\|$ (m)
18.70	9.3954	9.6720	8.3646	9.1959	1.031	0.476
15.64	9.3680	9.7339	8.5170	9.3109	0.851	0.423
12.58	9.3644	9.7235	8.6867	9.4461	0.678	0.277
9.52	9.3717	9.7235	8.8994	9.6240	0.472	0.099
6.46	9.3761	9.7201	9.1778	9.8726	0.198	0.153
3.40	9.3689	9.7166	9.6465	10.3273	0.278	0.611

IV.4. 3.b) Excentricité accidentelle :

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 selon [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7].

- 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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ Lx. \\ E_y = 0{,}05.\ Ly. \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	e_x (m)	e_y (m)
+ 3,40	21,55	20,5	1,08	1,03
+ 6,46	21,55	20,5	1,08	1,03
+ 9,52	21,55	20,5	1,08	1,03
+ 12,58	21,55	20,5	1,08	1,03
+ 15,64	21,55	20,5	1,08	1,03
+ 18,70	21,55	20,5	1,08	1,03

Tableau IV.5 : Calcul d'excentricité totale

	Direction X				Direction y			
Niveau (m)	$E_{Xthéo}$ **(cm)**	E_{XACC} **(cm)**	$E_{Xthéo} \pm E_{XACC}$		$E_{Ythéo}$ **(cm)**	E_{yACC} **(cm)**	$E_{Ythéo} \pm E_{yACC}$	
+ 3,40	1.031	1,08	-0.05	2.11	0.476	1,03	-0.554	1..506
+ 6,46	0.851	1,08	-0.23	1.93	0.423	1,03	-0.607	1.453
+ 9,52	0.678	1,08	-0.41	1.75	0.277	1,03	-0.753	1.307
+ 12,58	0.472	1,08	-0.61	1.55	0.099	1,03	-0.931	1.129
+ 15,64	0.198	1,08	-0.89	1.27	0.153	1,03	-0.877	0.877
+ 18,70	0.278	1,08	-0.81	1.35	0.611	1,03	-0.419	1.641

- Longueur du bâtiment : 21.55→ 15% = 3.23.
- Largeur du bâtiment : 20.50→ 15% = 3.07

On constate qu'a chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003].

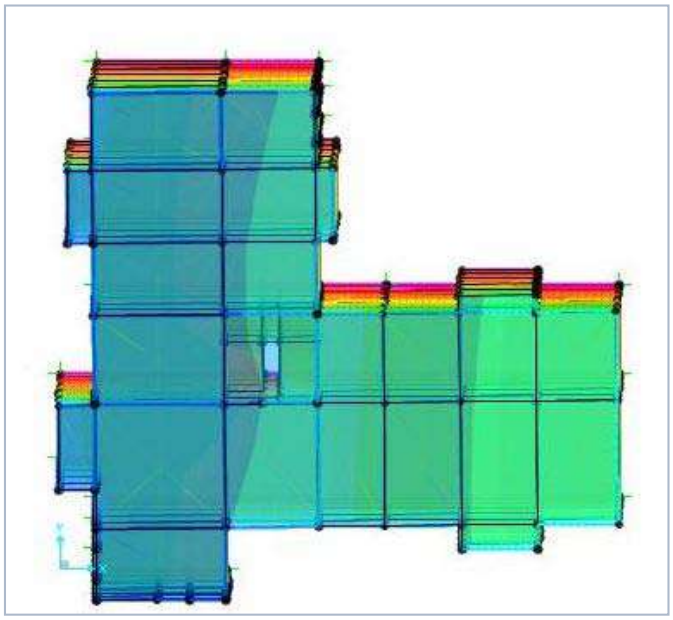
IV.5) Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

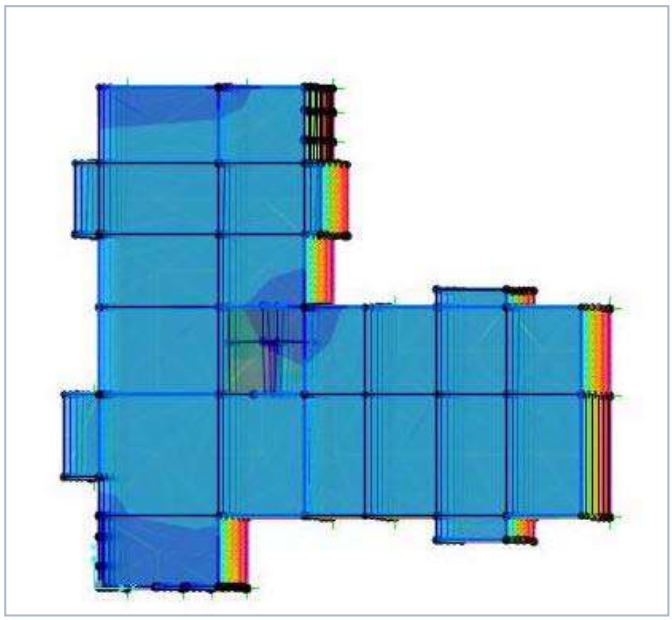
- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes :
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis a vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales : [1] [Art.7.4.3.1]

IV.5.1) Vérification de comportement des trois premiers modes:

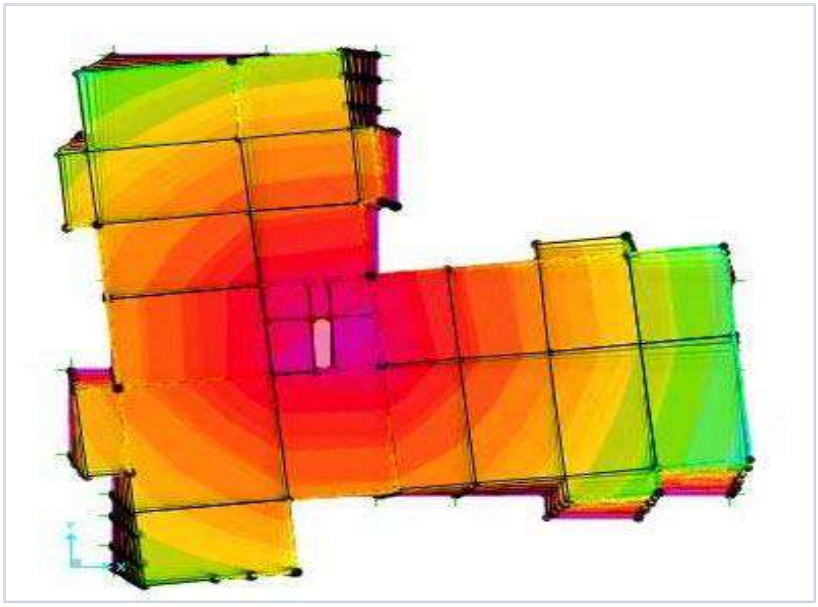
Afin d'analyser le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique, les modes de comportement sont résumer dans les figure suivant :



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.6 : Le comportement des trois premiers modes.

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0,30	69,36	0,47
Mode 2	69,88	0,36	0,01
Mode 3	0,00	0,29	68,72

Mode1	Mode2	Mode3
Translation pure suivant X	Translation pure suivant Y	rotation autour de Z

IV.5.2) vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA version 2003 (**Art4.3.4.a).**

Le choix de nombre de mode est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Coefficient de participation massique

Les modes	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,45	0,30%	69,36%	0,47%
2	0,42	70,17%	69,72%	0,49%
3	0,31	70,18%	70,00%	69,21%
4	0,11	71,69%	87,87%	69,90%
5	0,10	90,74%	89,85%	69,93%
6	0,08	90,76%	89,87%	70,23%
7	0,07	90,76%	89,88%	70,39%
8	0,07	90,80%	89,99%	73,58%
9	0,07	90,96%	90,51%	90,16%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteint les 90% qu'après le 9éme mode.

IV.5.3) Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

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

1) $T = CT h_N^{3/4}$

Avec:

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$CT = 0.05 \rightarrow Tx = Ty = 0.05*(18.70)^{3/4} = 0.449$ s

2) $T = 0{,}09.hN/D^{1/2}$ [1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄

$$\begin{cases} Tx = 0.363 \text{ s} \\ Ty = 0.372 \text{ s} \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont: $\begin{cases} T_X = 0.363 \text{ s} \\ T_Y = 0.372 \text{ s} \end{cases}$

Tableau IV -8: vérification des périodes

	$T_{empirique}$ (s)	**$T_{numérique}$ (s)**	**1.3*T_{emp}**	**$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$**
x	0.363	0.452	0.468	cv
y	0.372	0.452	0.484	cv

IV.5.4) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.[RPA version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{Vt}{V} > 0.8$.

- Si $V_t < 0{,}8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.5.4.a) Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

Avec : $V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W$ et $V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R}.W$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone.

A= f (zone III, groupe 2) ⇒ A = 0.25.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\,\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0,40 s (site S2) (RPA99 V2003 Tableau 4.7).

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

Donc : η = 0.8819.

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

T = Min [$0.09h_N/\sqrt{D}$, $CTh_N^{3/4}$] [RPA99 version 2003 Art 4.2.4] Où :

T_x= Min [0.363, 0.440] = 0.363s.

T_y= Min [0.372, 0.440] = 0.372s.

Alors : $0 \le T \le T_2$: $\begin{cases} D_x = 2.5\eta \\ D_x = 2.5\eta \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} D_x = 2.5\ (0.8819) = 2.205 \\ D_x = 2.5\ (0.8819) = 2.205 \end{cases}$

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

D: La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Q : Facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.] avec : $Q = (1+\sum_1^6 p_q)$.

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ avec $\beta = 0.2$

IV.5.4.b) Vérification du choix du coefficient de comportement:

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article [3.4.A et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

- Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄

Tableau IV.9: pourcentage des charges verticales et horizontales

Étages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
+18.70	100	83.185	16.815	100	18.428	81.580
+15.64	100	80.597	19.403	100	16.389	83.611
+12.58	100	81.790	18.210	100	19.688	80.312
+9.52	100	81.469	18.531	100	13.676	86.324
+6.46	100	83.166	16.834	100	14.918	85.082
+3.40	100	83.415	16.585	100	11.116	88.884

Tableau IV.10: pourcentage des charges verticales et horizontales.

Étages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
+18.70	100	80.448	19.552	100	17.798	82.202
+15.64	100	80.538	19.462	100	18.810	81.190
+12.58	100	81.218	18.782	100	19.571	80.429
+9.52	100	80.946	19.054	100	14.509	85.491
+6.46	100	82.734	17.266	100	15.621	84.379
+3.40	100	82.732	17.268	100	10.095	89.905

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc le système choisis est un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. par qui a une valeur de coefficient de comportement « R = 4 ».

Tableau IV -11: Calcul de la force sismique

A	R	Q_X	Q_Y	D_X	D_Y	ΣWi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	4	1.10	1.10	2.205	2.205	24131,087	3658.122	3658.122

Tableau IV -12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	V_t (kN)	0.8*V	$V_t \geq$ 0.8*V
X	3658,122	3944,984	2926.497	cv
Y	3658,122	3897,959	2926.497	cv

Pour la direction x et y la condition est vérifiée

IV.5.5) Vérification de la stabilité au renversement:

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{k=0}^{n} h_i F_{ix} \quad \text{et} \quad M_{0y} = \sum_{k=0}^{n} h_i F_{iy}$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: La force distribuée en hauteur suivant X et Y

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$M_{tx} = X_G.Wi$ et $M_{ty} = Y_G.Wi$

Avec :

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

W_i : La masse de plancher dans chaque niveau.

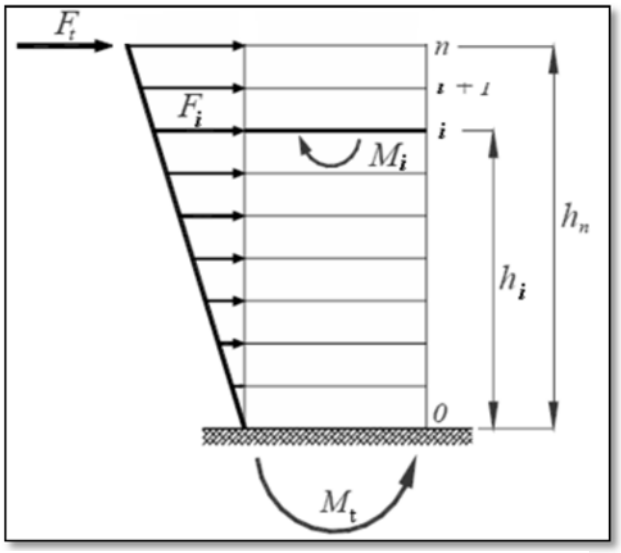


Figure IV-6 : Les forces agissent sur la Stabilité au renversement.

IV.5.5.1) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_J}\right)(V - F_t)$

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

On a:

- TX = 0.452 s → F_t = 0.
- TY = 0.452 s → F_t= 0.

Donc:

$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_J}\right) V_x = \alpha_x V_X.$

$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_J}\right) V_Y = \alpha_Y V_Y.$

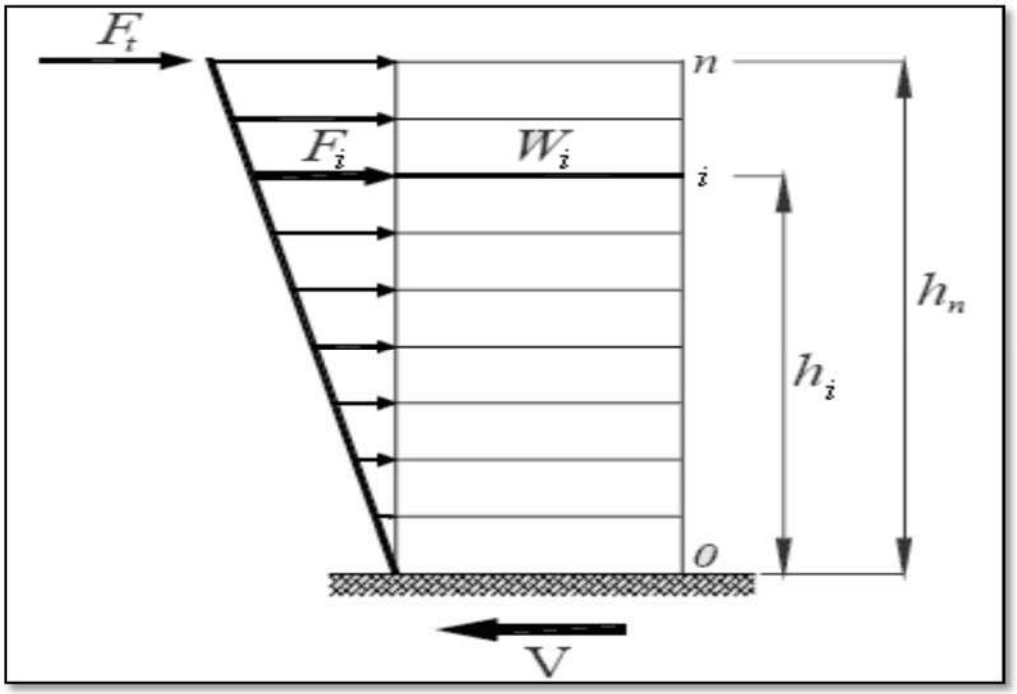


Figure IV-7 : Distribution des forces sismiques.

Tableau IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau(m)	W_i (kN)	$W_i.h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
+18.70	4115.09	76952.18	0,253420	999.74
+15.64	4652.03	72757.75	0,239607	945.25
+12.58	4732.19	59530.95	0,196048	773.41
+9.52	4799.25	45688.86	0,150463	593.58
+6.46	4884.90	31556.45	0,103922	409.97
+3.40	5049.46	17168.16	0,056539	223.04
somme		303654.35	1,00	3944.98

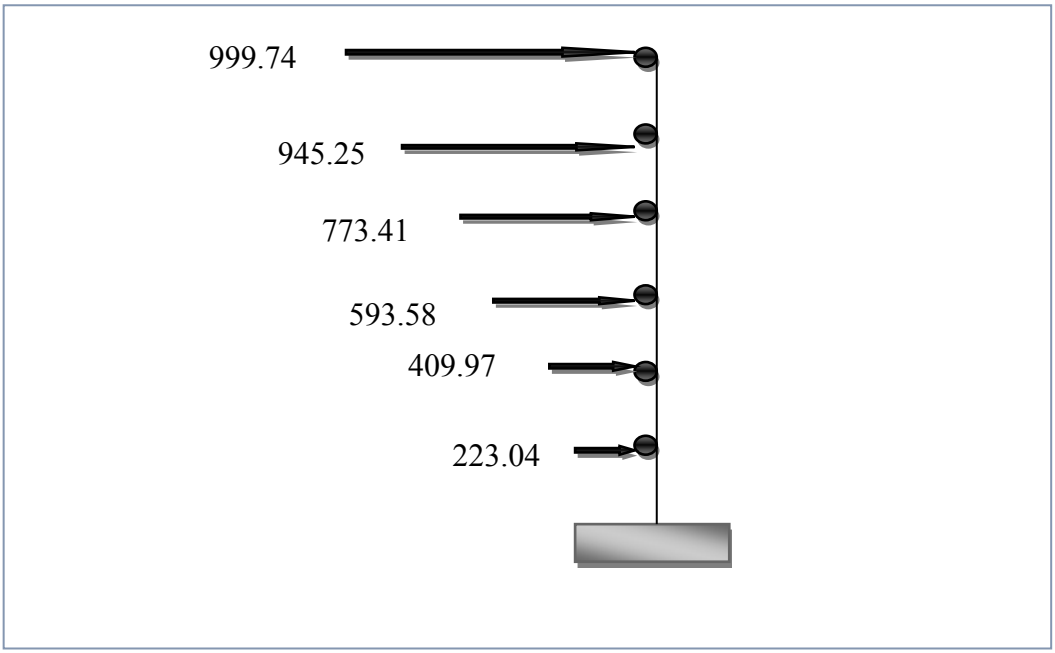


Figure IV.8: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

Tableau IV.14: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_y	F_{iy} (kN)
+18.70	4115.09	76952.18	0,253420	987,82
+15.64	4652.03	72757.75	0,239607	933,98
+12.58	4732.19	59530.95	0,196048	764,19
+9.52	4799.25	45688.86	0,150463	586,50
+6.46	4884.90	31556.45	0,103922	405,08
+3.40	5049.46	17168.16	0,056539	220,38
somme		303654.35	1,00	3897,95

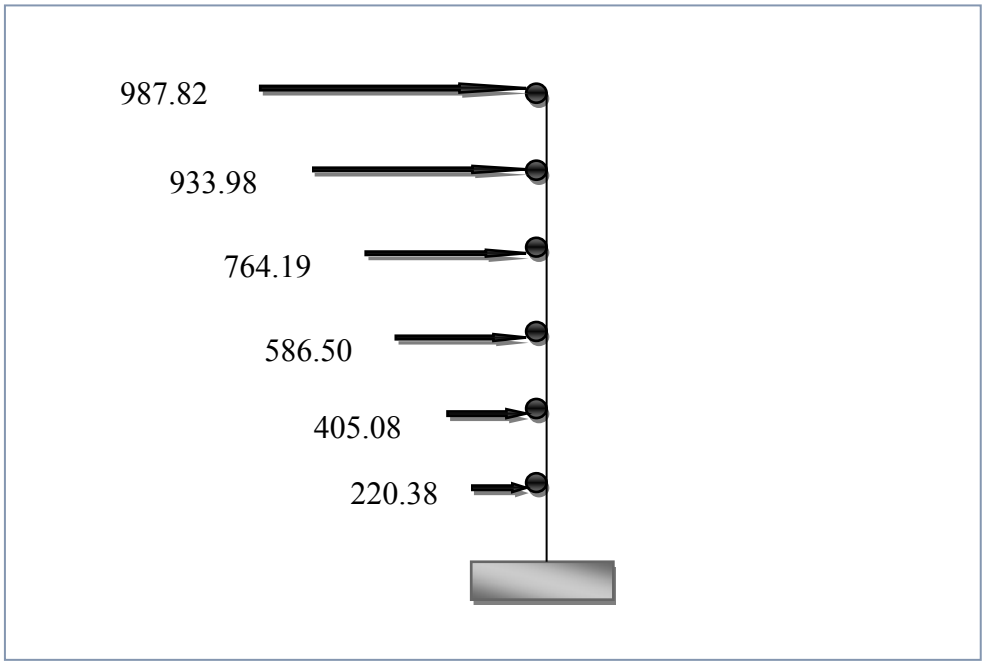


Figure IV.9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.5.5.2) Moment de renversement :

Tableau IV-15 : calcul du moment de renversement

	hi (m)	F_{ix} (kN)	Fiy (kN)	M_{0x} (kN.m)	M_{0y} (kN.m)
Terrasse	+18.70	999.74	987.82	18695.12	18472.27
4éme étage	+15.64	945.25	933.98	14783.65	14607.43
3éme étage	+12.58	773.41	764.19	9729.47	9613.49
2éme étage	+9.52	593.58	586.50	5650.84	5583.48
1ére étage	+6.46	409.97	405.08	2648.42	2616.85
RDC	+3.40	223.04	220.38	758.35	749.31
SOMME	52265,7948	51642,7091			

IV.5.5.3) Moment stabilisant :

Tableau IV-16 : calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+18.70	4115,09	9.3954	9.6720	38662.9166	39801.1505
+15.64	4652,03	9.3680	9.7339	43580.2170	45282.3948
+12.58	4732,19	9.3644	9.7235	44314.1200	46013.4494
+9.52	4799,25	9.3717	9.7235	44977.1312	46665.5074
+6.46	4884,90	9.3761	9.7201	45779.8173	47481.7165
+3.40	5049,46	9.3689	9.7166	47307.8858	49063.5830
somme				264643.582	274307,802

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV-17 : Vérification de stabilisation.

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{0x}(kN.m)	M_{0y}(kN.m)	M_{tx} / M_{0x}	M_{ty} /M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
264643.582	274307,802	52265,7948	51642,7091	5.0634	5.3116	**cv**

✓ Notre bâtiment est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc il est stable vis-à-vis le renversement.

IV.5.6) Vérification des déplacements latéraux inters étage:

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé Selon [RPA: Art 4.4.3] comme suit :

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

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

R : coefficient de comportement.

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

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser « $\Delta_{klimite}$»: avec :

$$\Delta_{klimite} = 0.01\ h_e$$

Avec :

h_e: La hauteur de l'étage k.

Tableau IV -18 : Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_x (cm)	δ_x.R (cm)	Δ_x (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
+18.70	1.12	4.48	0.88	3.06	Ok
+15.64	0.90	3.60	0.88	3.06	Ok
+12.58	0.68	2.72	0.88	3.06	Ok
+9.52	0.46	1.84	0.80	3.06	Ok
+6.46	0.26	1.04	0.64	3.06	Ok
+3.40	0.10	0.40	0.40	3.40	Ok

Tableau IV-19: Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_y (cm)	δ_y.R (cm)	Δ_y (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
+18.70	1.36	5.44	1.08	3.06	Ok
+15.64	1.09	4.36	1.08	3.06	Ok
+12.58	0.82	3.28	1.08	3.06	Ok
+9.52	0.55	2.20	0.96	3.06	Ok
+6.46	0.31	1.24	0.76	3.06	Ok
+3.40	0.12	0.48	0.48	3.40	Ok

IV.5.7) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ:

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

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_k \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
+18.70	4115,09	999.74	999.74	0.88	0.0019	**c.v**
+15.64	8767.12	945.25	1944.99	0.88	0.0025	**c.v**
+12.58	13499.31	773.41	2718.40	0.88	0.0034	**c.v**
+9.52	18298.56	593.58	3311.98	0.80	0.0046	**c.v**
+6.46	23183.46	409.97	3721.95	0.64	0.0062	**c.v**
+3.40	28232.92	223.04	3944.99	0.40	0.0084	**c.v**

Tableau IV-21: Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k(m)	P_k(KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky}(cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
+18.70	4115,09	987.82	987.82	1.08	0.0024	c.v
+15.64	8767.12	933.98	1921.8	1.08	0.0031	c.v
+12.58	13499.31	764.19	2685.99	1.08	0.0043	c.v
+9.52	18298.56	586.50	3272.49	0.96	0.0056	c.v
+6.46	23183.46	405.08	3677.57	0.76	0.0074	c.v
+3.40	28232.92	220.38	3897.95	0.48	0.0102	c.v

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

IV.4.8. Vérification des efforts normaux réduits : [1] [Art.7.4.3.1].

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

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

Avec :

υ : effort normal réduit.

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

B_c : L'air (section brute) de cette section de béton.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.22: Vérifications des efforts normales réduite.

Section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	B_c(mm²)	combinaison	f_{c28} (MPA°	γ (mpa)	υ	vérification
40 x 40	40	40	982.639	144400	G+Q+Edx	25	0.272	0.3	vérifier

Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc.

Donc la dimension finale de la structure est comme suivant :

- Les Poteaux de RDC (40cm X40cm)
- Les Poteaux de 1er 2eme et 3^{éme} étage (35cm x35cm)
- Les poteaux de 4^{éme} et 5^{éme} étage sont (30 cm x 30 cm) .

Les dimension des poutres sont : (30 cm x40cm).

Les épaisseurs des voiles sont : e =17cm et e = 20cm.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENT RESISTANTS

V.1 INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93 :**
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S G + Q
- ✓ les combinaisons données par les règles du **R.P.A99 version 2003 :**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau.V.1.Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99version 2003 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales : ►► Art [7.5.2.1] ◄◄

- 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 des 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 en Zone III.
- A en Travée et en appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA.
- A en Travée et en appui $\leq A_{max}$ RPA.

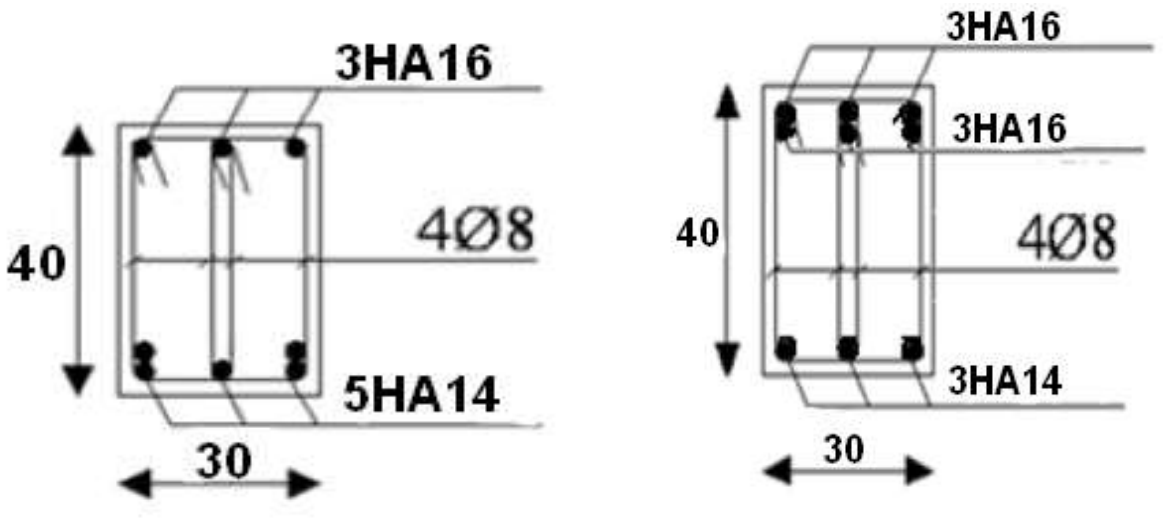
V.2.2.b. Armatures transversales : ►► Art [7.5.2.2] ◄◄

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t = 0,003.St.b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ϕl) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau-V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres.

Niveau	position	numéro	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A adoptée (cm^2)	A_{min} CBA =1.2cm^2
Poutre	Travée	503	77.80	1.35G+1.5Q	0.00	6.40	5HA14=7.69	cv
	Appui	551	-129.85	G+Q+Edx	0.00	11.40	6HA16=12.06	cv



En travée **En appuis**

Figure -V-1 : Ferraillages des poutres.

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 version 2003.

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA.
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A_{max} RPA.

Tableau-V-3: vérification des poutres selon les conditions RPA 99 version 2003.

Niveau	position	A_{totale}(cm²)	A_{min} RPA = 6.00cm²	A_{max}RPA = 48cm²	A_{max} RPA = 72cm²
poutre	Travée	15.14	cv	cv	cv
	Appui	18.10	cv	cv	cv

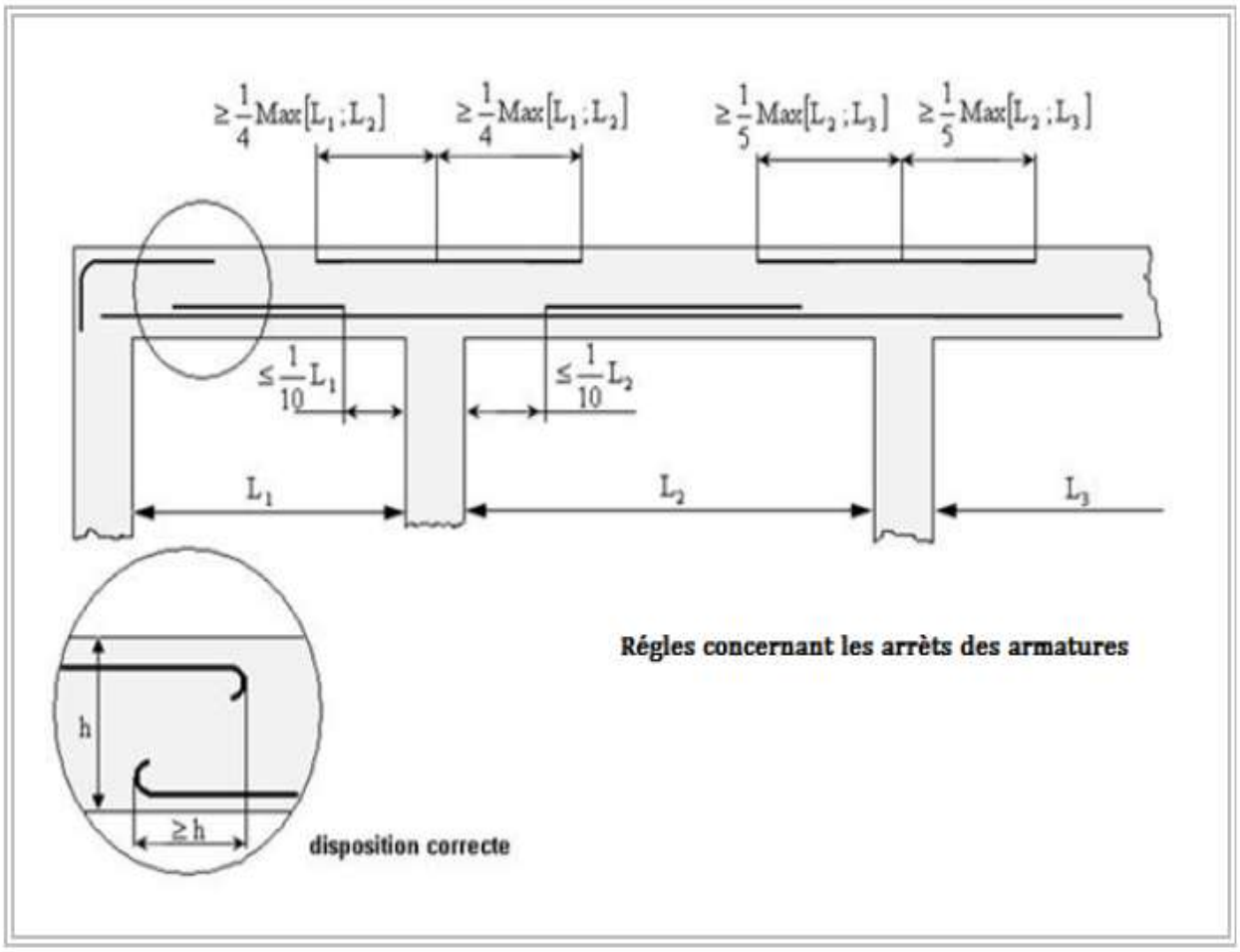


Figure -V-2 : Disposition des armatures pour les poutres.

V.2.4. 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 :

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$ et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\bar{\sigma}_s$= Min [(2/3)∗ f_e ;$\sqrt{\eta * f_{tj}}$]= 202 MPa et on doit vérifier que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$.

Tableau-V-4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres.

Niveau	position	Mser (KN.m)	situation	Combinaison	$A_{adoptée}$ (cm²)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
poutre	Travée	56.96	Peu nuisible	G+Q	9.11	8.00	cv	-
	Appui	-81.32	Peu nuisible	G+Q	12.06	10.50	cv	-

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

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

Avec :

T_u: Effort tranchant.

b_0 : La largeur de la poutre.

d : la hauteur utile du poutre.

Tableau-V-5: Calcule de $\bar{\tau}$..

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	**Les fissurations est préjudiciable**	**Les fissurations est peu nuisible**
$\bar{\tau}_u$	Min=[0.15 $\frac{f_{ci}}{\gamma_b}$; 4MPa]	Min=[0.15$\frac{f_{ci}}{\gamma_b}$; 5MPa]
situation durable	$\bar{\tau}_u$ =2.5MPa	$\bar{\tau}_u$ =3.33MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ =3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ =4.34 MPa

Tableau-V-6: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Poutre	**terrasse**	141.35	1.35G+1.5Q	1.71	3.33	**cv**
	étages	131.42	1.35G+1.5Q	1.59	4.34	**cv**

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes : $A_t = 0.003 * b * S$

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2

$$\begin{cases} S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} \text{ et } 12\varphi\right) & \text{Zone nodale} \\ S \leq \left(\frac{h}{2}\right) & \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

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

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau -V-7: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Sections	τ_u **(MPa)**	**St (cm)**	A_t**(cm²)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	A_t**(cm 2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	A_t **choisie (cm²)**
30x40	1.71	30	0.9	10	20	1.35	5	15	$4\phi 8$

V.2.7. Vérification de la flèche.

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

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$

3) $\frac{A}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$

Tableau-V-8 : Vérification de la flèche des poutres.

	1ér**condition**			2éme**condition**			3éme**condition**		
Poutre	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
	0.08	0.0625	cv	0.08	0.05	cv	0.0092	0.0105	cv

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.2.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

A_l = min $\begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour un mètre de longueur de parement.} \\ 0.1\ \% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé.} \end{cases}$

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

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

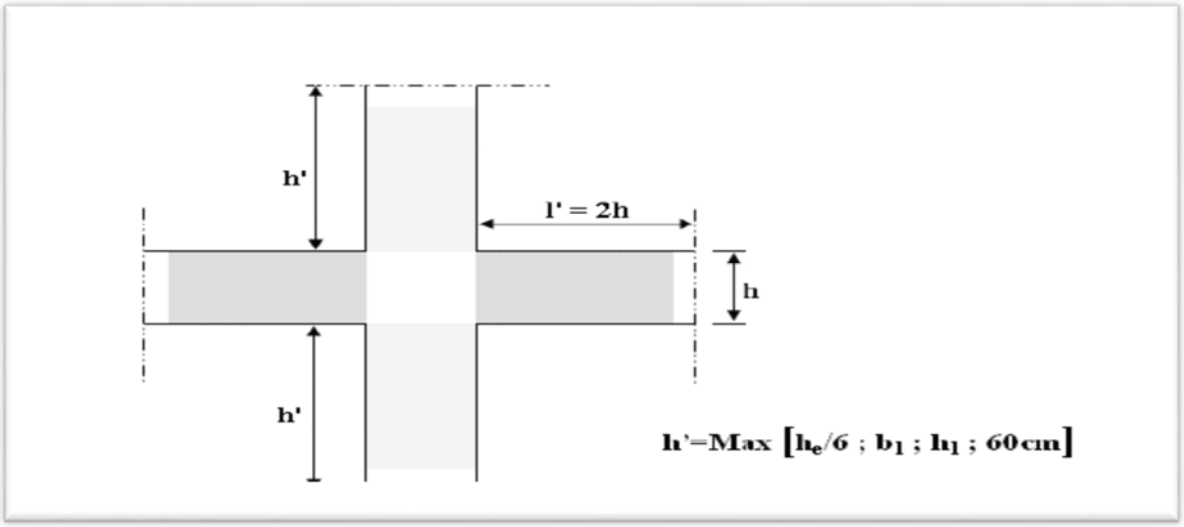


Figure -V-3 : définition de la zone nodale dans les poteaux.

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

  ✓ 0.9 %≤ $\frac{A_l}{bh}$ ≤ 4 %: En zone courante.

  ✓ 0.9 % ≤ $\frac{A_l}{bh}$≤ 6 %: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser :

20 cm en zone III.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- h_e: la hauteur d'étage.

V.3.2.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄

✓ G +Q ± E

✓ 0,8G ± E

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

✓ **1er cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison. Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max}et son N_{corres}.

✓ **2éme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximumN_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison. Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max}et sonM_{corres}.

✓ **3éme cas : Effort normal minimum.**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion. Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et sonM_{corres}.

V.3.2.c. Etat limite de stabilité de forme:

Pour régler le problème du flambement dans la 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 :

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

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U}$$

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

$$e_2 = \frac{3L^2 f(2+\alpha.\phi)}{1000h}$$

Avec :

✓ $\phi = \frac{\text{déformation finaledue au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

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

- L_f : longueur de flambement.
- h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques,

Avec :

- l_0 : sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{L_0}{250}\ ; 2\text{cm}\right]$$

V.3.2.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables. D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables.

❖ Situation durable:

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_S = 1$; FeE 400; $\sigma_S = 400$MPa.

Avec :$d \cong 0.9.h$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

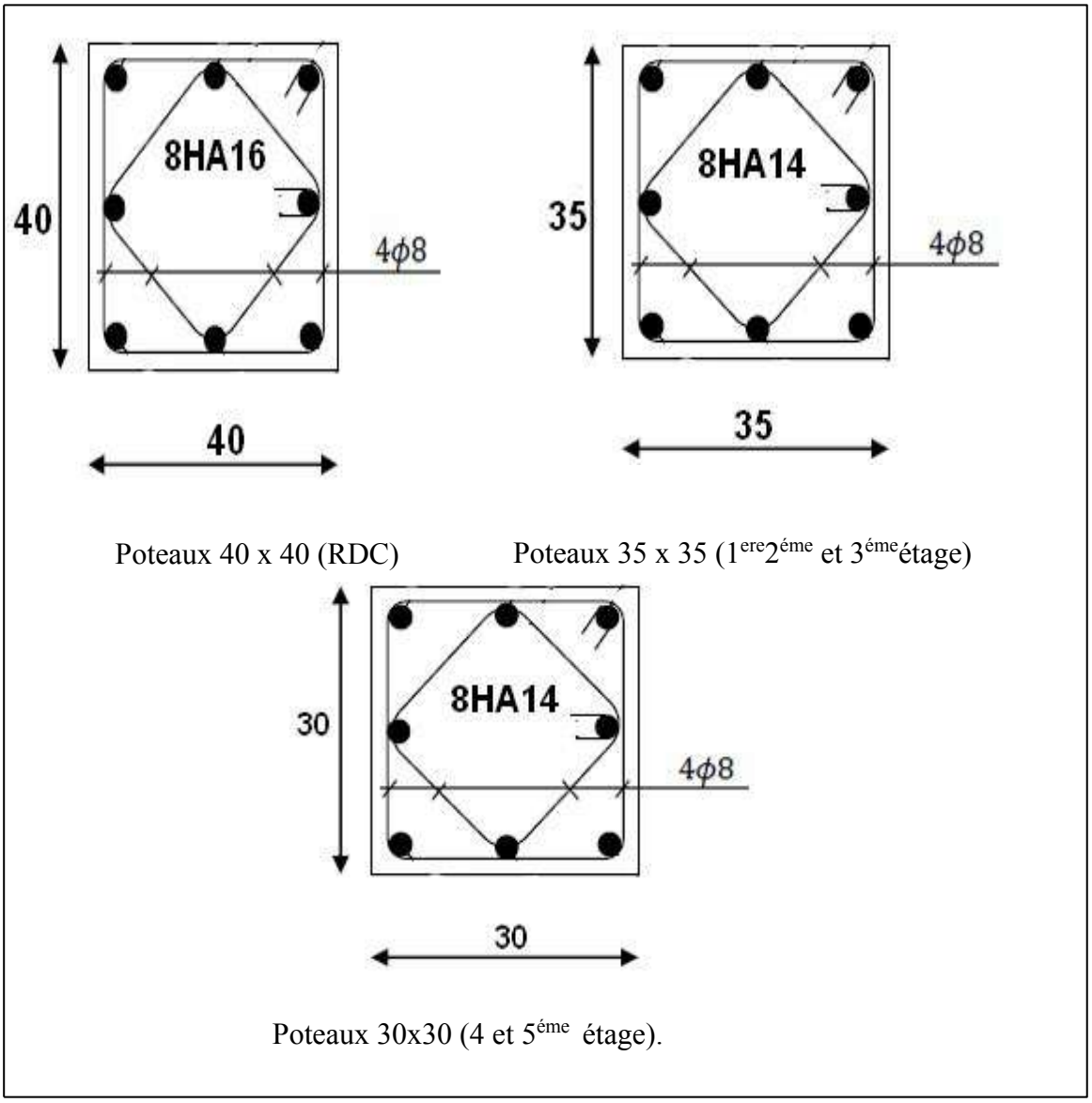
Tableau-V-9: Calcule les ferraillages longitudinauxdes poteaux à l'ELU.

Section	sollicitation	valeur	combinaison	Position	A_1 (cm)	A_2 (cm)	A_{1chois} (cm²)	A_{2chois} (cm²)	$A_{choisis}$ (cm²)	A_{min} CBA (cm²)
40x40	N_{max}(KN)	1202.84	135G+1.5Q	106	3.20	3.20	3HA12 =3.39	3HA12 = 3.39	3HA12 = 3.39	1.60
	M_{corr}(KN.m)	14.61								
	M_{max}(KN.m)	38.47	135G+1.5Q	71	3.20	3.20	3HA12 =3.39	3HA12 =3.39		
	N_{corr}(KN)	941.50								
	N_{min}(KN)	304.61	135G+1.5Q	8	3.20	3.20	3HA12 =3.39	3HA12 =3.39		
	M_{corr}(KN.m)	9.17								
35x35	N_{max}(KN)	983.61	1.35G+1.5Q	212	2.80	2.80	3HA12 =3.39	3HA12 =3.39	3HA14 = 4.62	1.225
	M_{corr}(KN.m)	16.05								
	M_{max}(KN.m)	50.13	135G+1.5Q	67	2.80	2.80	3HA12 =3.39	3HA12 =3.39		
	N_{corr}(KN)	417.12								
	N_{min}(KN)	133.83	135G+1.5Q	11	4.60	4.60	3HA14 =4.62	3HA14 =4.62		
	M_{corr}(KN.m)	68.78								
30x30	N_{max}(KN)	392.63	1.35G+1.5Q	264	2.40	2.40	3HA12 =3.39	3HA12 =3.39	3HA14 = 4.62	0.90
	M_{corr}(KN.m)	11.27								
	M_{max}(KN.m)	46.76	135G+1.5Q	209	3.70	3.70	3HA14 =4.62	3HA14 =4.62		
	N_{corr}(KN)	110.64								
	N_{min}(KN)	24.62	135G+1.5Q	13	2.4	2.4	3HA12 =3.39	3HA12 =3.39		
	M_{corr}(KN.m)	12.84								

Tableau-V-10 : vérification des poteaux selon les conditions RPA et CBA

.

section	$A_{choisis}$ (cm²)	A_{totale} (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	Vérification	$A_{corregé}$ (cm²)	A_{totale} (cm²)
40x40	3.39	9.05	14.40	Cnv	3HA16 = 6.03	8 HA16 = 16.08
35x35	4.62	12.31	11.02	Cv	/	8 HA14 = 12.31
30x30	4.62	12.31	8.10	Cv	/	8 HA14 = 12.31



Poteaux 40 x 40 (RDC)

Poteaux 35 x 35 (1ere2éme et 3émeétage)

Poteaux 30x30 (4 et 5éme étage).

Figure -V-4 : Ferraillage des poteaux.

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitationsM_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_{G}.V_1}{I'_G} \\ \sigma_s = 15[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G .(V_2 - C_2)}{I'_G}] \\ \sigma'_s = 15[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G .(V_1 - C_1)}{I'_G}]. \end{cases}$$

- Section partiellement comprimée :

$$\begin{cases} \sigma_b = k.y_1 \\ \sigma_s = 15k\ (d-y_1) \\ \sigma'_s = 15\ k\ (y_1 - c') \end{cases}$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$.

- Pour la fissuration préjudiciable: $\begin{cases} \sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa. \\ \sigma'_s \leq [\sigma_s] = 202MPa. \end{cases}$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau-V-11 : Vérification des contraintes dans les poteaux a l'ELS.

Section	Cas	N_{ser} KN	M_{xser} KN.m	M_{yser} KN	Position	A (cm^2)	σ_{bx}	σ'_{sx}	σ_{sx}	σ_{by}	σ'_{sy}	σ_{sy}	Vérification
40x40	I	689.88	-0.88	28.05	71	16.08	3.40	50.3	0.00	4.90	70.1	0.00	cv
	II	879.00	- 5.52	10.59	106		4.50	67.3	0.00	4.80	71.0	0.00	
	III	224.00	6.74	0.65	8		1.40	21.0	0.00	1.10	16.6	0.00	
35x35	I	305.08	5.74	36.44	67	12.31	2.40	34.9	0.00	5.10	69.6	16.4	cv
	II	719.23	11.71	-1.62	212		5.50	80.3	0.00	4.60	69.4	0.00	
	III	98.31	9.50	1.92	11		1.40	19.5	1.00	0.80	11.3	0.00	
30x30	I	80.88	34.20	0.89	209	12.31	5.30	64.7	85.0	0.70	10.9	0.00	cv
	II	287.19	8.20	1.12	264		3.20	46.2	0.00	2.40	35.6	0.00	
	III	17.89	9.38	1.64	13		1.30	16.2	11.9	0.30	4.60	0.30	

V.3.4. Vérifications des contraintes tangentielles :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte tangentielle$\tau_u$dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 d}$$

Avec :

- ✓ Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- ✓ b_0 : la largeur de poteau.
- ✓ d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ à pour valeur :

❖ **Selon le CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0.2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ \text{MPa}\right] \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{situation durable.} \\ \overline{\tau_u} = 4.32\ \text{MP} \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.50\text{MPa} \Rightarrow \text{situation durable.} \\ \overline{\tau_u} = 3.26\text{MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5. \\ 0.04 & \text{si} \quad \lambda \leq 5. \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3.46\frac{l_f}{a}$$

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration estpréjudiciable.

Tableau -V-12 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Situation	Combinaison	V_{ux} (kN)	τ_{ux} (MPa)	λ	ρd	[τu] RPa (MPa)	[τu] CBA (MPa)	$\tau_u \leq$ [τu]
40x40	préjudiciable	G+Q+Edx	52.49	0.35	20.59	0.075	1.88	3.26	**cv**
35x35	préjudiciable	G+Q+Edx	42.87	0.38	21.18	0.075	1.88	3.26	**cv**
30x30	préjudiciable	G+Q+Edx	36.47	0.44	24.70	0.75	1.88	3.26	**cv**

Tableau -V-13:Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux suivant Y.

Section	Situation	Combinaison	V_{uy} (kN)	τ_{uy} (MPa)	λ	ρd	[τu] RPa (MPa)	[τu] CBA (MPa)	τu ≤ [τu]
40x40	préjudiciable	G+Q+Edy	64.47	0.44	20.59	0.075	1.88	3.26	**cv**
35x35	préjudiciable	G+Q+Edy	69.99	0.62	21.18	0.075	1.88	3.26	**cv**
30x30	préjudiciable	G+Q+Edy	65.00	0.68	24.70	0.75	1.88	3.26	**cv**

V.3.5. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée

par la relation : $\emptyset_t \leq \text{Min}[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l]$

- $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec nt est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - .03 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- St ≤ Min [0.9d, 40cm]

et : $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article ≪7.4.2.2 ≫ On a :

$$S_t = \frac{h.\, f_e\, A_t}{\rho.V_U}$$

Avec : $A_t = n_t a_t$

- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \ell_f / a$$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \quad \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: St ≤ 10 cm en zone III.

➢ Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimaleA_t/ (St*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ_t minimums.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($C_{heminées}$ > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ application des recommandations.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e= 400MP.

Tableau-V-14: les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Vu (KN)	A_t(cm²)	λ_g	ρ	Zone	St RPA (cm)	St CBA (cm)	St finale (cm)	Choix
40x40	65.47	2.01	5.95	2.50	courante	16	33.75	10	4Ø8
					nodale	10	33.75	5	4Ø8
35x35	69.99	2.01	6.12	2.50	courante	14	29.25	10	4Ø8
					nodale	10	29.25	5	4Ø8
30x 30	56.00	2.01	7.14	2.50	courante	12	24.75	10	4Ø8
					nodale	10	24.75	5	4Ø8

❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale$\frac{A_t}{S_t.b}$

Tableau-5-15: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t*b}$(%)	$\frac{A_t}{S_t*b}$>0.3%
40x40	courante	0.50	cv
	nodale	1.01	cv
35x35	courante	0.57	cv
	nodale	1.15	cv
30x30	courante	0.67	cv
	nodale	1.34	cv

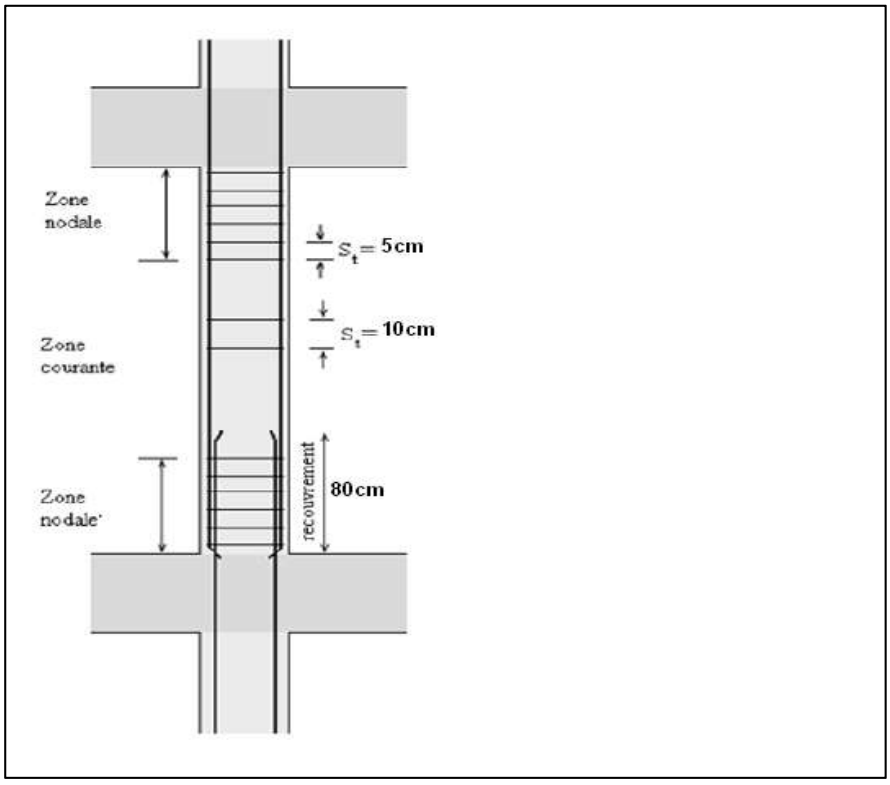


Figure-V-5 : Disposition des armatures pour les poteaux des étages.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES:

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sont calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

V.4.2.Recommandations réglementaires:

V.4.2.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

$$0.1\% \leq \frac{A_V}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

- a : l'épaisseur du voile.
- b : la largeur de la zone tendue.

- **Selon le RPA 99(V2003):**

Le % minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est données comme suit :

A_{ver}= 0.2%$B_t$dans la section tendue du voile.

A_{ver}= 0.15%$B_t$dans la section globale du voile.

A_{ver}= 0.1%$B_t$dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.

V.4.2.b. 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 ".

- **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal: $\varphi_{ver} \leq \min\left[\frac{h}{35} ; \frac{a}{10} ; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales: $S_h \leq \min\left[0.9\ d ; 40\ cm\right]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a} ; \quad S_h \leq \frac{A_h . 0.9 . f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\bar{\tau}_b$= Min $[0.2\frac{f_{28}}{\gamma_b}$; 5MPa] ⇒Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b$=Min $[0.15\frac{f_{28}}{\gamma_b}$; 4MPa]⇒Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.
- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10} a$$

$$s_h \leq \frac{A.h}{0.003}$$

$$s_h \leq \text{Min}\ [1.5a; 30\ cm].$$

V.4.2.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.2.d. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93).

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inferieure à la plus petite des deux valeurs suivante : S_t et $S_l \leq$ Min [1.5a et 30cm].

$$S_V = \begin{cases} S_V \text{ (Zone courante).} \\ \frac{S_V}{2} \text{ (Zone d'extrémité} \frac{L}{10}\text{).} \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec ou moins 04 épingles ou mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barre horizontales doivent être disposées vers l'extérieures.
- La longueur de recouvrement doit être égale:

✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible

✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.
- Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

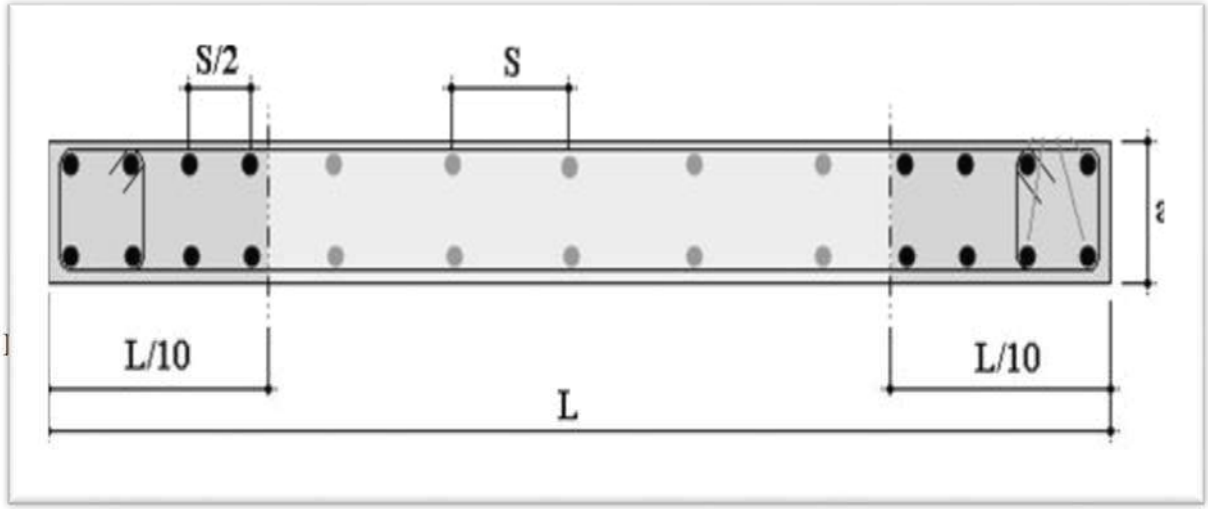


Figure-V-6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3. Calcul des armatures :

Dans notre structure on a des voiles plein d'épaisseur 17 cm et un voile plein d'épaisseur 20 cm.

V.4.3.1.Détermination des armatures verticales

V.4.3.1.a. Détermination des armatures verticales a l'ELU :

Tableau V.16.calcule des armatures verticales des voiles.

voile	L(m)	e (cm)	N(KN)	M(KN.m)	combinaison	A_1cal (cm^2)	A_2cal (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
V9	4.60	20	1245,57	5711,17	G+Q+Ex	11.28	11.28	8HA14 = 12.32
			967,82	7510,81	0.8G+Ex	11.48	11.28	
V6	3.20	17	1967,75	2512,74	G+Q+Ex	5.78	5.78	8HA10 = 6.28
			1631,99	2529,03	0.8G+Ex	5.78	5.78	
VI	4.60	17	1152,48	5345,91	G+Q+Ey	11.38	11.38	8HA14 = 12.32
			891,56	5323,58	0.8G+Ey	11.38	11.38	
VD	3.20	17	2340,9	2961,84	G+Q+Ey	5.78	5.78	8HA10= 6.28
			1986,56	3001,54	0.8G+Ey	5.78	5.78	

Tableau-V-17 : vérification des voiles selon les conditions RPA et CBA.

Niveau	L(m)	e (cm)	A choisis (cm^2)	$\frac{S}{2}$ (cm)	S (cm)	A_{totale} (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A min CBA (cm^2)	vérification
V9	4.60	20	12.32	15	30	2 (20HA14) = 30.79	13.80	10	CV
V6	3.20	17	6.28	10	20	2(20HA10)=15.71	8.16	6.12	CV
VI	4.60	17	12.32	15	30	2 (20HA14) = 30.79	8.67	7.82	CV
VD	3.20	17	6.28	10	20	2 (20HA10) =15.71	8.16	6.12	CV

V.4.3.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_\sigma \leq [\sigma_b]$ = 0.6.fc28 = 15MPa.
- Pour la fissuration préjudiciable:$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ = 0.6.fc28 = 15MPa.

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$ = 202MPa.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant:

Tableau–V-18. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

voile	L(m)	e (cm)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b (MPa)	$\acute{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
VD	3.20	17	1165,47	187,29	6.28	6.28	2.70	38.40	CV
VI	4.60	17	1144,76	84,81	12.32	12.32	1.50	22.80	CV
V6	3.20	17	1344,82	71,56	6.28	6.28	2.60	39.10	CV
V9	4.60	20	1225,63	84,71	12.32	12.32	1.40	20.80	CV

V.4.3.2. Détermination des armatures horizontale :

V.4.3.2.a. Vérification des voiles a l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant a la base du voile majore de 40%.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1.4 \text{ x } V_u.$$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant à la base du voile.
- b_0 : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile égale 0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Il faut vérifier la condition suivante:$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

la contrainte limite est :$\bar{\tau}_u = 0.2\, f_{c28}$.

Tableau-V-19. Vérification des voiles a l'effort tranchant.

voile	L(m)	e (m)	V(KN)	$\bar{V}$(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
VD	3.20	0.17	1167,93	1635.10	2.969	5.00	cv
VI	4.60	0.17	1183,32	1656.65	2.166	5.00	cv
V6	3.20	0.17	953,77	1335.28	2.424	5.00	cv
V9	4.60	0.20	1293,54	1810.96	2.012	5.00	cv

V.4.3.2.b.Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.a_t$ et $a_t = \frac{\pi.\emptyset_h^2}{4}$.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9\ A_t \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3\ .f_{t28}.K)}$$

Avec :

b_0=e : l'épaisseur de voile.

Avec dans le cas de la flexion composée.

$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$ Si$N_u$est un effort normal de Compression.

$K = 1 - 10.\frac{N_u}{B.f_{c28}}SiN_u$est un effortnormal de Traction.

Et on doit vérifier que :

St ≤ Min(0.9d, 40cm) .

St ≤ Min (1.5a, 30cm) ♦ **(Art 7.7.4.3.)** ♦.

Tableau-V-20.Détermination des armatures horizontales.

voile	L (m)	e (m)	τ_u (MPa)	$\emptyset_h$ (mm)	S_h (cm)	h(m)	A_h (cm²)	S_h CBA	S_h RPA	A_{hmin} (cm²)	$A_h \geq A_{hmin}$
D	4.60	0.17	2.969	10	15	3.40	2(19HA10)=14.92	40	25.5	11.73	cv
					15	3.06	2(17HA10)=13.35				
I	3.20	0.17	2.166	10	20	3.40	2(15HA10)=11.78	40	25.5	8.16	cv
					20	3.06	2(13HA10)=10.21				
6	3.20	0.17	2.424	10	15	3.40	2(20HA10)=15.71	40	25.5	8.16	cv
					15	3.06	2(18HA10)=14.14				
9	4.60	0.20	2.012	10	15	3.40	2(20HA10)=15.71	40	30	13.80	cv
					15	3.06	2(18HA10)=14.14				

V.4.3.3.Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \leq \emptyset_V$.

$\emptyset_V$: étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m² au moins.

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante.

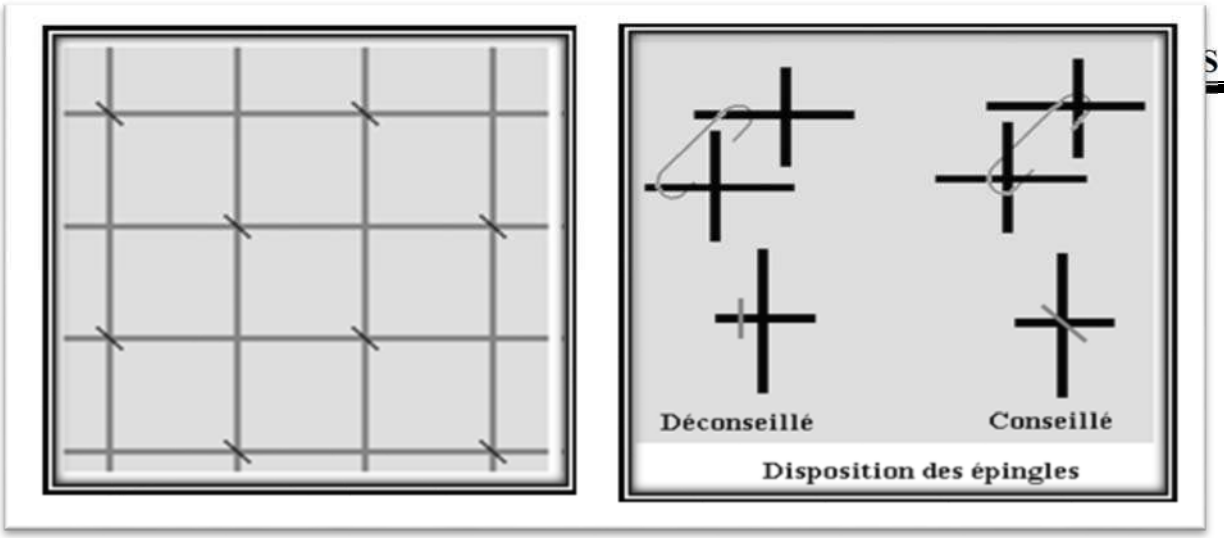


Figure-V-7 : Les armatures transversales et les épingles.

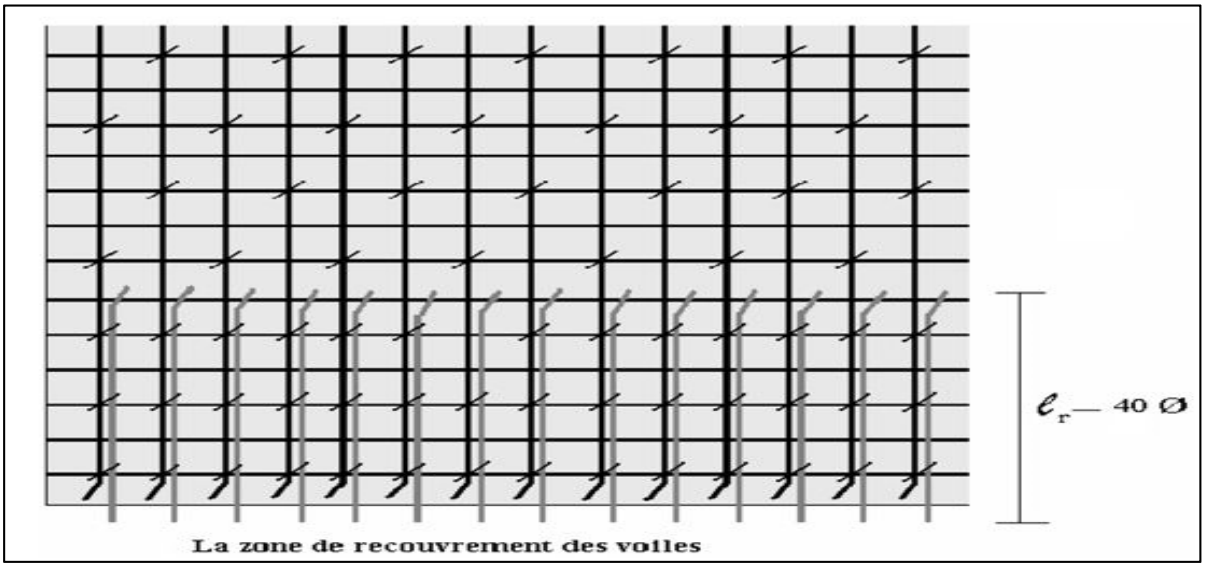


Figure -V-8:La zone de recouvrement des voiles

V.4.4. Les voile avec ouverture :

V.4.4.1. les trumeaux :

V.4.4.1.a. Ferraillage verticale des trumeaux :

Le Ferraillage des trumeaux le ferraillage se fait de la mémé manuaire des ferraillage des voiles plaines.

Tableau-V-21:Ferraillage verticales des trumeaux.

voile	L(m)	e (cm)	N(kn)	M (KN.m)	combinaison	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_{choisi}
1	4.60	17	567,89	4561,44	0,8G+Edx	12.32	8.02	10HA14=15.39
C	2.50	17	179,4	941,77	G+Q+Edy	2.98	2.98	6HA10=4.71
E	2.70	17	418,37	1167,41	G+Q+Edy	3.78	3.78	6HA10 =4.71

Tableau -V-22 : vérification des trumeaux selon les conditions RPA et CBA.

Niveau	L(m)	e (cm)	$A_{choisis}$ (cm²)	$\frac{S}{2}$ (cm)	S (cm)	A_{totale} (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	vérification
V1	4.60	17	15.39	10	20	2 (28HA14) = 43.10	13.80	10	CV
VC	2.50	17	4.71	10	20	2(16HA10)= 12.47	8.16	6.12	CV
VE	2.70	17	4.71	11	22	2(15HA14) = 11.78	8.67	7.82	CV

V.4.4.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau-V-23 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

voile	L(m)	e (cm)	N_{ser} (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	σ_b (MPa)	$\acute{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	vérification
V1	4.60	17	984,26	68,41	43.10	43.10	1.20	17.30	0.00	CV
VC	2.50	17	461,86	461,86	12.47	18.10	1.30	19.50	0.00	CV
VE	2.70	17	598,48	20,35	11.78	24.63	1.00	15.00	0.00	CV

V.4.4.1.c. Armatures horizontales :

V.4.4.1.c.1.Vérification des voiles a l'effort tranchant :

Tableau-V-24. Vérification des voiles a l'effort tranchant.

voile	L(m)	e (m)	V(KN)	$\bar{V}$(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
1	4.60	0.17	1237,59	1732.63	2.462	5.00	cv
C	2.50	0.17	608,05	851.27	2.226	5.00	cv
E	2.70	0.17	476,3	666.82	1.614	5.00	cv

Tableau-V-25 : Détermination des armatures horizontales.

voile	L (m)	e (m)	τ_u (MPa)	$\emptyset_h$ (mm)	S_h CBA	S_h RPA	S_h (cm)	h (cm)	A_h (cm^2)	A_{hmin} (cm^2)	$A_h \geq A_{hmin}$
1	4.60	0.17	2.462	10	40	25.5	15	340	2(20HA10)=15.71	11.73	CV
							15	306	2(18HA10)=14.14		
C	2.50	0.17	2.226	10	40	25.5	20	340	2(15HA10)=11.78	6.375	CV
							20	306	2(13HA10)=10.21		
E	2.70	0.17	1.614	10	40	25.5	25	340	2(12HA10)=9.42	6.885	CV
							25	306	2(11HA10)=8.64		

V.4.4.2. les linteaux : [1] ♦♦ (ART.7.7.3.) ♦♦

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V. Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

V.4.4.2.a. ferraillage de linteaux:

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts *M* et *V*)

On devra disposer :

-Des aciers longitudinaux de flexion (A_l) .

-Des aciers transversaux (A_t).

-Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c).

limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux)) dans le béton à

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} \qquad \text{Avec: } \bar{V} = 1.4\, V_{calculée}.$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

- **Premier Cas $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$: [1] ♦♦ (ART .7.7.3.1.) ♦♦**

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Avec : Z = h-2d'

Où:

- h : Est la hauteur totale du linteau.
- d' : Est la distance d'enrobage.
- M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4V_u$).

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

b.1. Premier sous cas : Linteaux Longs $(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1)$.

On a : $S_t \leq \frac{A_t.f_e.Z}{\bar{V}}$; avec :Z = h – 2 d'

Avec :

S_t: Espacement entre les armatures transversales.

A_t : Section d'armatures transversales.

V : Représente l'effort tranchant dans la section considéré ($\bar{V} = 1.4V_u$).

l : Représente la portée du linteau.

b.2. Deuxième sous cas: Linteau courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$).

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t.f_e.L}{V+A_t f_e}$

Avec :

$V = \text{Min}(V_1, V_2)$

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

Avec : Mci et Mcj moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée lij (voir figure suivante) et calculés par : $Mc = A_1.f_e.Z$.

Où : Z = h – 2 d'

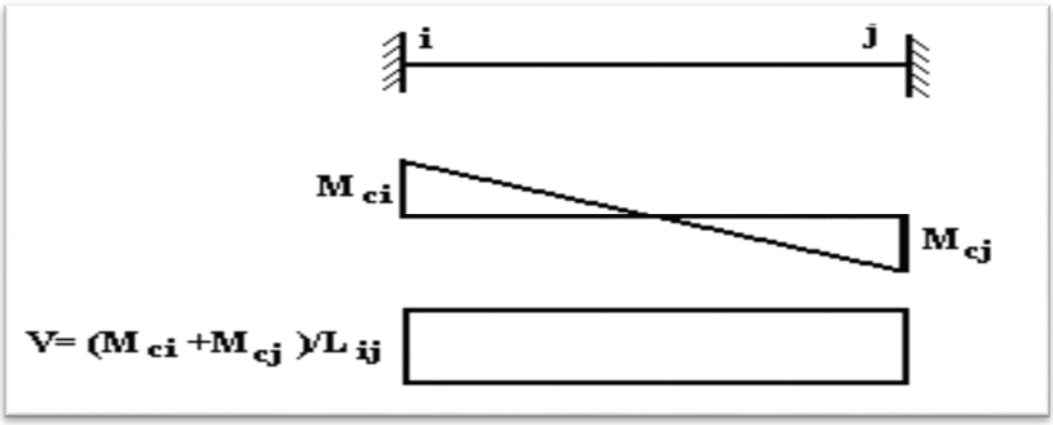


Figure –V-9: Sections d'about à droite et à gauche duLinteau de portéel_{ij}.

➢ **Deuxième Casτ_b> 0.06 f_{c28} : [1] ♦♦ (ART .7.7.3.2.) ♦♦**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

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

Le calcul de$A_D$se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2f_e \sin\alpha}$$

Avec : $\tan\alpha = (\frac{h-2d}{l})$ et $V = Vu_{\text{calcul}}$ (sans majoration).

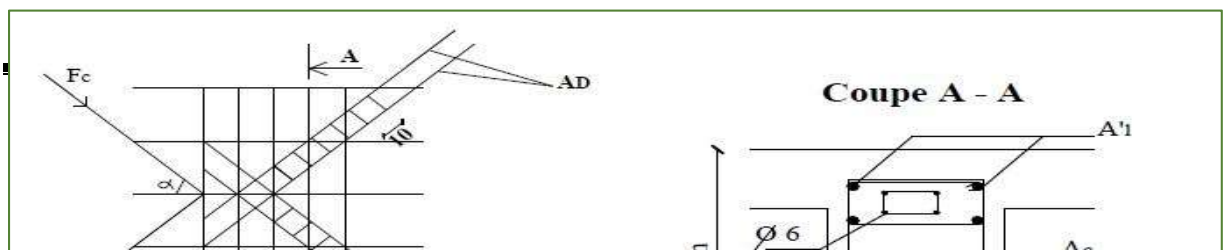


Figure-V-10 : Armatures du linteau selon RPA99.

➢ **Ferraillage Minimal : [1] ♦♦ (ART.7.7.3.3) ♦♦**

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l:

(A_l, A'_l) >0,0015 b h (0,15%) (Avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur).

b. Armatures Transversales A_t :

$$\begin{cases} \text{Si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.15\% \text{ b.s.} \\ \text{Si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% \text{ b.s.} \end{cases}$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c:

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%, C'est à dire : $A_c \geq 0.2\%$ b.h(en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

$$\begin{cases} \text{Si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0. \\ \text{Si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0.15\% \text{ b.h} \end{cases}$$

V.4.4.2.b. ferraillage longitudinal de linteaux :

Tableau-V-26 : calcule des Armatureslongitudinal des linteaux.

voile	e (cm)	h (cm)	Z	M (KN.m)	combinaison	$A_{l\ min}$ RPA	$A_{l\ cal}$ cm)	A_l (cm)	vérification
1	17	180	14.10	18.92	G+Q+Ex	4.59	0.33	2HA12=2.26	CV
C	17	180	14.10	54.86	G+Q+Ey	4.59	0.97	2HA12=2.26	CV
E	17	180	14.10	33.35	0.8G+Ey	4.59	0.47	2HA12=2.26	CV

V.4.4.2.c. Vérification des voiles a l'effort tranchant :

Tableau-V-27 : Vérification des liteaux a l'effort tranchant.

voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	$\bar{V}$ (KN)	τ_b(MPa)	$\bar{\tau}_b$(MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
1	17	180	147440	206416	0,749	5	CV
C	17	180	133240	186536	0,835	5	CV
E	17	180	57840	80976	0,294	5	CV

V.5.2.2.d.Calcul des aciers transversaux :

Tableau-V-28 : Ferraillage transversal des linteaux.

voile	h (cm)	λ_g	e (cm)	$\emptyset_t$(mm)	V (KN)	A_t(cm²)	S (cm)
1	180	0.66	17	8	294.88	1.00	10
C	180	0.66	17	8	266.48	1.00	10
E	180	0.66	17	8	115.68	1.00	10

V-5 :Armatures du peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses.

Pour les bâtiments courants on a 1 cm²/m pour les armatures de peau

On opte 2HA12 = 2.26 cm².

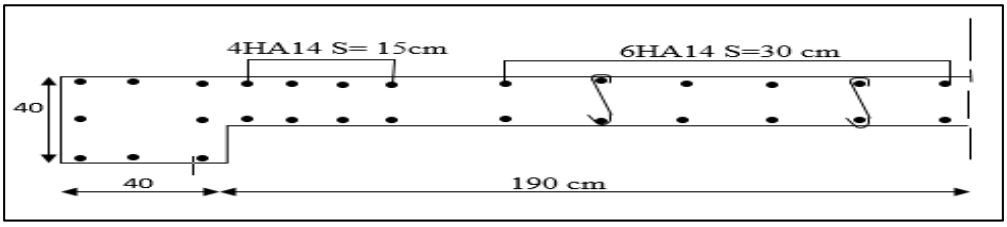


Figure-V-11 : Disposition des armatures dans les voiles L=460 cm

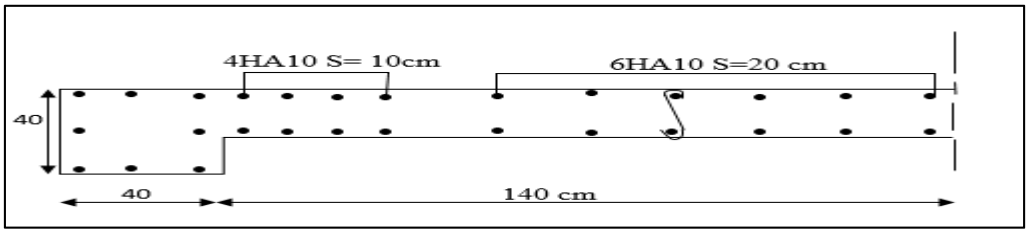


Figure-V-12 :Disposition des armatures dans les voiles L=360 cm e=17 cm

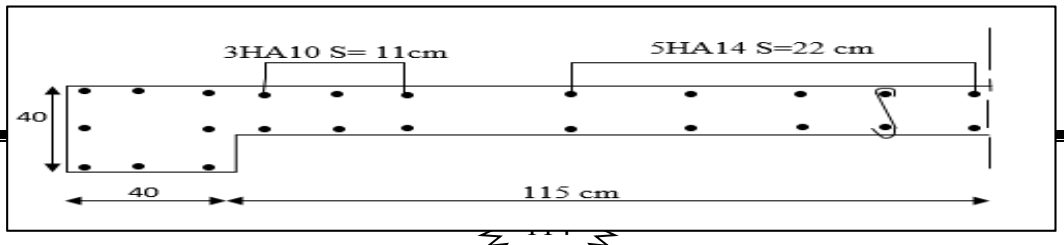


Figure-V-13 :Disposition des trumeaux L=270 cm e=17 cm

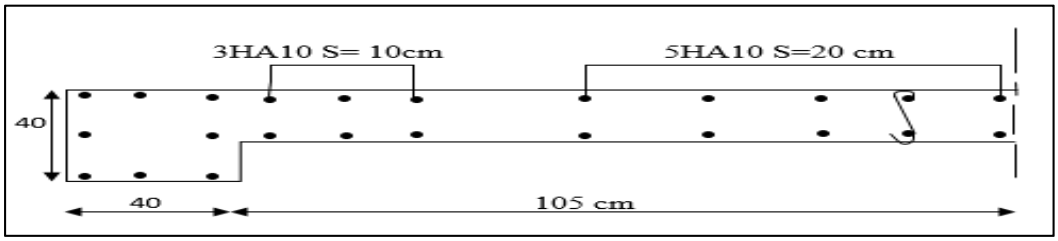


Figure-V-14 :Disposition des trumeaux L=250 cm e=17 cm

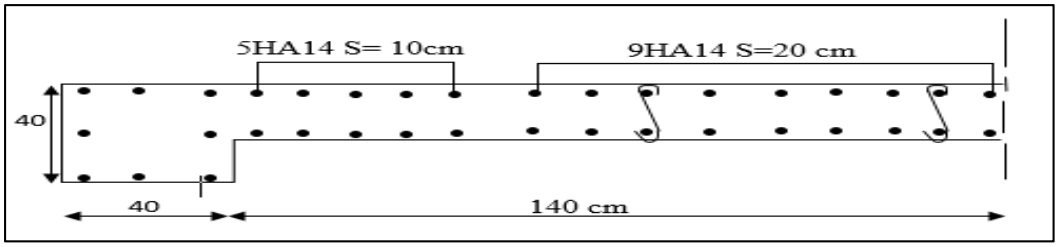


Figure-V-15 :Disposition des trumeaux L=460 cm e=17 cm

CHAPITRE VI :

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.INTRODUCTION

Une fondation est par définition, 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.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI .2.Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) :

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, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afinde justifier le type de fondations correspondant.

❖ **Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :**

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

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

o **La contrainte admissible : σ_{adm} = 1.5 bars**(donnée par le rapport du sol)

o Angle de frottement interne : **φ = 33°.**

o L'encrage **Z=2m.**

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de :

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- Les charges transmises par la superstructure.
- L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont :

- Semelles filantes sous plusieurs poteaux.
- Semelles filantes sous mur

VI.4. CALCUL DES FONDATIONS:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

A fin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

Remarque:

Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service,par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau carré :

VI.4.1.1.Prédimensionnement:

La semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport au l'effort normale.

N_{ser}= KN.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a /b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => S = A^2

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol}= 1,5 bar = 0,15 MPa

et : d= $\geq \frac{b-B}{4}$, $h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.VI.1.Semelles isolés.

Cas	N(KN)	A = B (m)	L(m)	A_{choisi}(m)	1.5A (m)	L > 1.5A
ELS	894.82	2.44	3.60	2.50	3.75	cnv

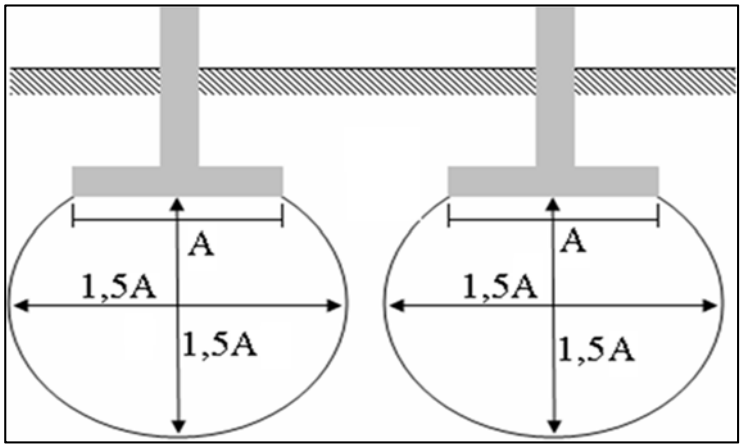


Figure.VI.1. Les bulles de pression.

➢ **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2.Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines: la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

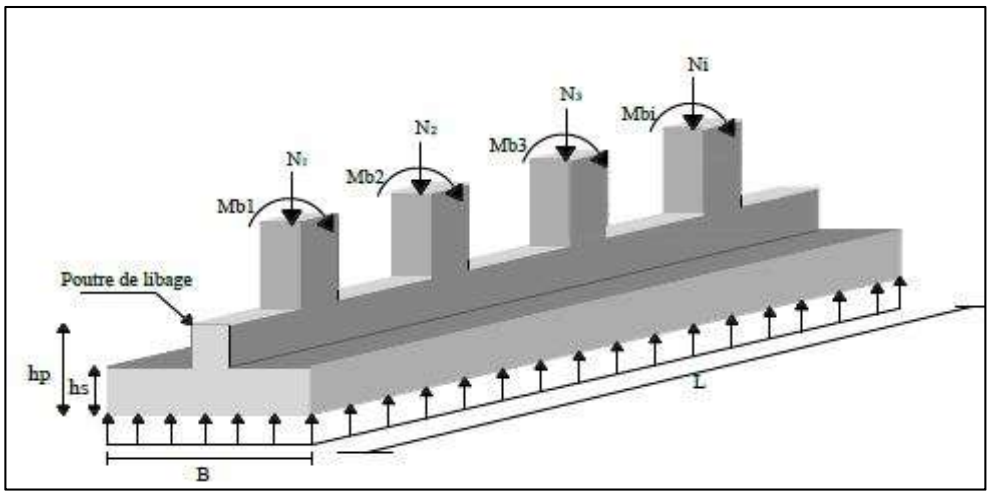


Figure-VI-2: semelles filantes sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1.Transversalement (la semelle):

VI.4.2.1.a. Dimensionnement :

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit

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

Avec :

b : la largeur de poteau.

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{avec} \quad s = A.B$$

Donc : $B \geq \frac{N}{A\ \bar{\sigma}_{sol}}$

,La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$d = \frac{B-b}{4} \quad \text{et} \quad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Tableau.VI.2.Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

	N(KN)	A (m)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF	710.60	2.95	1.60	30	40

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles.

VI.4.2.1.b. Vérification de la contrainte à L'ELS :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{L.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}.$$

Avec :

$N = \sum N_i + p_{remblai} + pp_{pdelibage} + p_{Ap}$

Tableau VI .3 : Vérification de la contrainte à L'ELS.

	$\sum N_i$(KN)	$p_{remblai}$ (KN)	$pp_{pdelibage}$ (KN)	p_{AP} (KN)	N(KN)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (MPa)	vérification
PL	4759.72	110.45	59.00	5.2	4934.37	0.15	CV

VI.4.2.1.c. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

a. Armatures principales:

$$A = \frac{N(B-b)}{8\, d\, \overline{\sigma}_s}$$

Avec :

N: le maximaux de l'effort normal des poteaux liés à cette semelle filant.

$[\sigma_s]$ = 348 MPa à l'ELU.

$[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

Tableau.VI.4.calcul des armatures principales de la semelle.

	N(KN)	B (cm)	b (cm)	$A_{bcalcule}$ (cm²)	$A_{bchoisi}$(cm²)	Esp (cm)
ELU	1172.55	160	40	5.71	6 HA 12 = 6.78	15
ELS	710.60	160	40	5.96	6 HA 12 = 6.78	15

b. Armatures de répartitions:

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle en [m].

A et $A_{rép}$ En [cm^2].

Tableau.VI.5. calcul des Armatures de répartitions de la semelle.

	A (cm^2)	B (m)	$A_{rép}$(cm^2)	A_{choisi}(cm^2)	Esp (cm)
SF	6.78	1.60	2.71	6HA10 = 4.71	25

VI.4.2.1.d. Vérification de la longueur de scellement:

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_e}{\tau_s}$

$l_s = \frac{1.2}{4} * \frac{400}{2.8} = 42.85$ cm.

$l_s = 42.85$ cm $> \frac{B}{4} = 40$ cm.

Donc:

Tous les barres doivent être prolongées aux extrémités de la semelle et comporter des armatures courbée

VI.4.2.2.longitudinalement (Poutre de libage):

VI.4.2.2.a. 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.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton (E = 10818,86 MPa).

- L : La plus grande travée dans la fille.
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).
- b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau.
- I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{b.h_p^3}{12}$).

Avec :

- h_P : la hauteur de la poutre de libage).

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau.VI.6. Détermination de la hauteur de la poutre de libage.

	b (cm)	I (cm^4)	l_e(cm)	h_p (cm)	d (cm)	l_{max}(cm)
PL	40	4.16. 10^9	60	50	47	500

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 libageh_P= h.

VI.4.2.2.b. Ferraillage longitudinale (de la poutre de libage) :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) qui calcule par la formule suivant:

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

Σ Ni **:** la somme des efforts normales.

L : La longueur totale de la semelle.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m).

Les valeurs de q sont représente dans le tableau suivant:

Tableau.VI.7 :détermination de la réaction du sol q.

	$\sum N_i$ (KN)	L (m)	q (m)
PL	4759.72	22.95	207.40

Tableau-VI-8 : Calcul des sections d'acier de la poutre de libage.

	Mu kN.m	μ	β	A (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
En appui	-311.70	0.122	0.935	14.29	14.29	3HA16 + 3HA20 = 15.45
En travée	341.48	0.133	0.928	15.78	15.78	6HA20 = 18.84



En travée En appui

Figure-VI-3:les sections d'acier de la poutre de libage.

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.

La figure ci-dessous explique la disposition d'armatures longitudinales supérieures etinférieures de la poutre de libage.

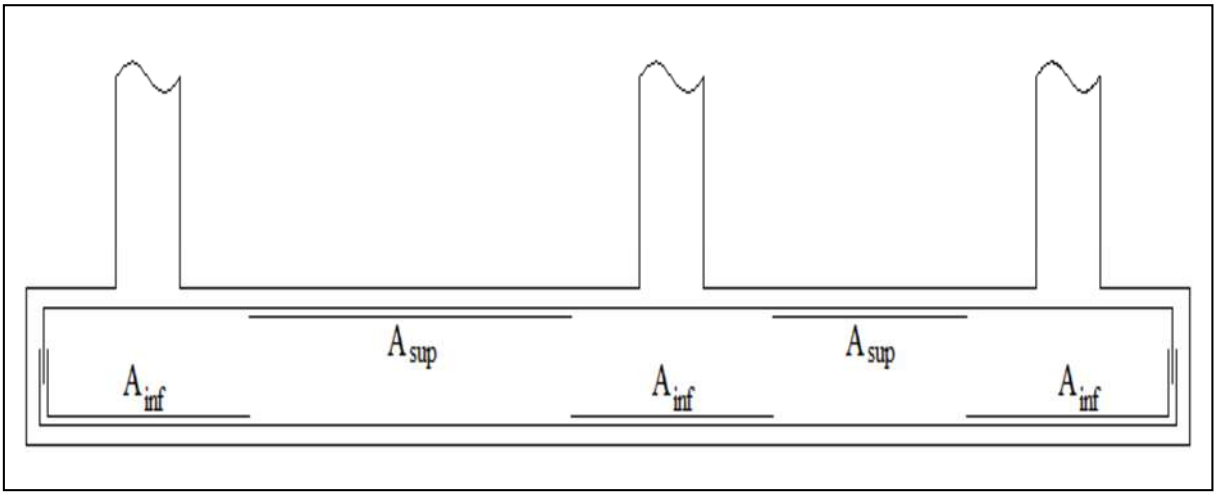


Figure-VI-4:disposition d'armatures longitudinales supérieures et inferieures

VI.4.3. Semelles filantes sous voile :

VI.4.3.1. Dimensionnement:

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $N = \frac{\sum N_i}{L}$

Avec :

- ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux voile.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 .\sigma_{sol}}, d \geq \frac{B-b}{4} \quad \text{et} \quad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau-VI-9:Dimensions des semelles filantes sous voile.

Semelle	L(m)	N_u(KN)	N (KN/ml)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	5.40	874.011	161.854	1.10	17.5	25
SF2	5.40	1123.179	207.696	1.40	25.00	30
SF3	4.00	1289.011	322.253	2.10	42.50	50
SF4	3.30	444.028	134.554	1.00	15.00	25
SF5	4.00	1364.997	341.249	2.20	45.00	55
SF6	3.50	564.704	161.344	1.10	17.50	25
SF7	5.40	1137.364	210.623	1.40	25.00	30

VI.4.3.2. Ferraillage.

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et àl'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

a. Armatures principales :

$A = \frac{N(B-b)}{8\, d\bar{\sigma}_s}$.

Tableau-VI-10:calcule des Armatures principaledes semelles filantes sous voile.

Semelle	N_u(KN)	B (m)	d (cm)	$A_{calculée}$ (cm²)	A_{choisi}(cm²)	Esp (cm)
SF1	161.854	1.10	17.5	4.01	4HA12 = 4.52	20
SF2	207.696	1.40	25.00	5.14	5HA12 = 5.65	18
SF3	322.253	2.10	42.50	7.97	8HA12 = 9.05	10
SF4	134.554	1.00	15.00	3.33	4HA12 = 4.52	20
SF5	341.249	2.20	45.00	8.44	8HA12= 9.05	10
SF6	161.344	1.10	17.50	3.99	4HA12 = 4.52	20
SF7	210.623	1.40	25.00	5.21	5HA12 = 5.65	18

b. Armatures de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4}$$

Tableau-VI-11:calcule des Armatures de répartition des semelles filantes

Semelle	B (m)	A_{choisi}(cm²)	A_{repcal} (cm²)	$A_{repchoi}$ (cm²)	Esp (cm)
SF1	1.10	4.52	1.24	6HA12 =6.78	20
SF2	1.40	5.65	1.97	6HA12 =6.78	20
SF3	2.10	9.05	4.75	8 HA12 = 9.05	22
SF4	1.00	4.52	1.13	6HA12 = 6.78	15
SF5	2.20	9.05	4.97	8 HA12 = 9.05	22
SF6	1.10	4.52	1.24	6HA12 =6.78	20
SF7	1.40	5.65	1.97	6HA12 =6.78	25

VI.4.2.3. Vérification de la longueur de scellement:

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_e}{\tau_s}$

$l_s = \frac{1.2}{4} * \frac{400}{2.8} = 42.85$ cm.

$l_s = 42.85$ cm $> \frac{B}{4} = 40$ cm.

Donc:

Touts les barres doivent être prolongées aux extrémités de la semelle et comporter des armatures courbée.

Aprée le calcule on choisis la forme de la semelle filante sous plusieure poteaux et sous voile finale comme suit :

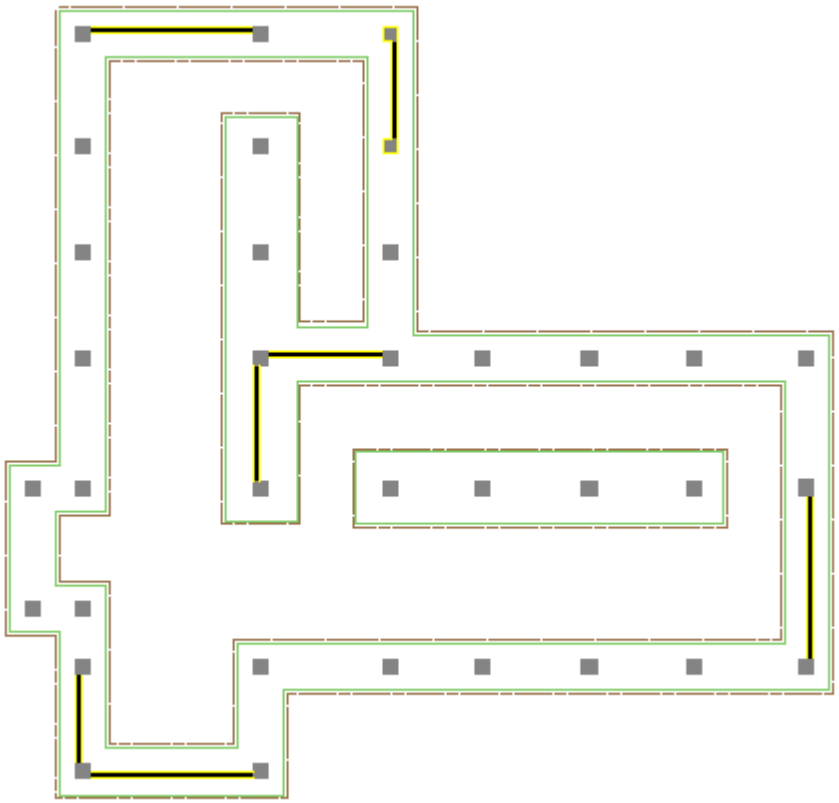


Figure-VI .5 :schéma finale de la semelle filante.

VI.5. 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, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Prédimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S2, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30cm²). On opte une section de 30 x 35.

On adopte une section de = (30 x 40) cm^2.

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "

égale à : $F_u = \frac{N_U}{\alpha} = \frac{1172.55}{12} = 97.71KN.$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{894.82}{12} = 74.57\ KN.$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- α=10: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3. Ferraillage :

VI.5.3.1. Armature longitudinale :

a. État Limite Ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

Le résultat obtenu est :

$F_u = 97.71$ KN

$A_u = \frac{97.71}{348} = 2.80cm^2 \Rightarrow \quad A_u \geq 2.80\ cm^2.$

b. Condition de non fragilité : (CBA 93)

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le

CBA 93 : $A \geq \frac{BXf_{t28}}{f_e} \Rightarrow A \geq 6.30cm^2.$

Donc On adopte : A = 6HA12= 6.78 cm^2.

c. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 74.57 KN Alors:

$\bar{\sigma}_S$ = Min$\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right]$= 202MPa.

$\sigma_S = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{75.57\ 10^3}{678}$ = 109.99 MPa≤ $\bar{\sigma}_S$= 202 MPa.……..CV.

d. Section minimale donnée par le RPA 99 version 2003

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : (**RPA 99)**

A_{min}= 0.006 x 30 x 40 =7.20 cm^2.

Donc On adopte : A = 6HA14 = 9.24 cm^2.

❖ **Résultats :**

A = max $[A_u, A_{ser}, A_{CBA}, A_{RPA}]$.

On adopte **:**A = 6HA14 = 9.24 cm^2.

VI.5.3.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **RPA [1] ♦♦ (Art 10.1.1.b) ♦♦**

qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15Φt).

a. Section :

$\emptyset_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3}$ = 4.67 mm

On adopte :φ =8 mm.

Donc A_t = 4 $\emptyset_t$ = 2.01 cm^2.

b. Espacement :

$s_t \leq$ Min [20cm, $15\varphi_l$]= min [20cm, 21] = 20cm.

On adopte : S_t = 15 cm.

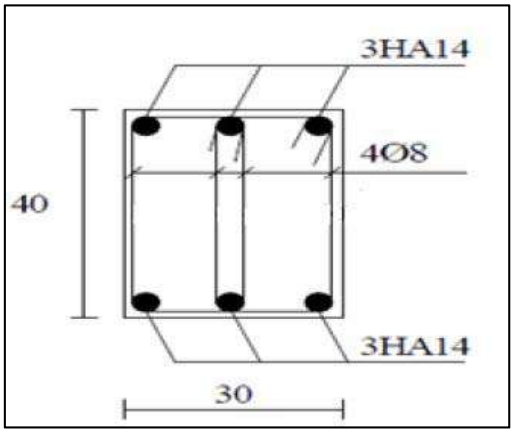


Figure -VI-6: Ferraillage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

On conclusion, on peut dire qu'à ce stade du projet, la structure semblesatisfaisante d'un point de vue statique ainsi que dynamique, tous en respectant les exigences des règlements RPA99 version 2003, et CBA93.

Ce projet nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire, et de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul utilisé.

D'un point de vue personnel, ce projet à été particulièrement motivant et riche en enseignements, fut comme initiative pour le début d'une vie professionnel.

En fin, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre

nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous

aidera plus tard dans la vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

✓ *Documents réglementaires :*

[1]:*Règles de conception et de calcul des structures en béton armé* ***C.B.A.93***

[2] : *Règles parasismique Algérienne* ***RPA99 version 2003***

[3]:*Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.*

✓ *Manuels techniques :*

[4] : *Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1*

«HENRY THONIER ».

[5] : *La construction en zone sismique « VICTOR DAVIDOVICI »*

[6] : *Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.*

[7] : *Aide-mémoire béton armé. « PIERRE GUILLOMONT »*

✓ *Logiciel :*

-SAP2000v12

-ROBOT EXPERT 2010

-AUTOCAD 2008