République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: structures

Thème :

Etude d'un batiment à usage d'habitation (RDC + 7 étages)

Etudié par :
Yazid Amina
Hamraoui Karima

Encadré par :
Mr.Yousfi Mahfoud

Promotion Juin 2018


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace



Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail :

A tous ce qui témoignent qu'il n'y a de Dieu qu'ALLAH et que Mohamed est le Prophète de DIEU.

A les 2 étoiles de ma vie :

- *Ma très chère mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie.*
- *Mon très cher père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

A mes très chers frères et soeurs.

A ma belle-mère et beau-père.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis : Meriem, Amina ,Khadidja

A tous mes collègues de l'université de MEDEA.

En fin, je remercie ma copine et binôme Amina qui a contribuée à la réalisation

De ce modeste travail.

Karima.

Dédicace



C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde :

*A mes **chers parents** que dieu les gardes et préserve*

*A mes sœurs : **khawla** et **hadjer***

*A mes frères : **kamel** et **mohamed** .*

*A mon fiancé : **TAREK***

A mes chères grandes mère que je la souhaite une longue vie.

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

*A mes amies intimes: **KARIMA** .**KHADIDJA**.**MERIEM**. **et** **wissem***

A mes amis de la promotion Génie Civil- 2018 pour tous les moments vécus a leur cotés.

AMINA

Remerciements



Nous remercions avant tout, Dieu le tout puissant, pour nous avoir permis de présenter ce modeste travail.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Ms.Youssfi mahfoud pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.

A tous les enseignants de l'Université, et surtout nos professeurs durant ces années, pour la connaissance que vous avez toujours su nous transmettre et pour votre disponibilité dans la réalisation de ce travail.

Notre bonheur est d'avoir été vos étudiants et permettez-nous de le rester.

Nous remercions vivement et infiniment Messieurs : abdallah el'haj

Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à ce travail et pour l'honneur qu'ils nous font, en acceptant de siéger dans ce jury.

A tous ceux qui nous a soutenus de près ou de loin en pensées et prière.

AMINA / KARIMA

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات (طابق ارضي+ سبعة طوابق) يعتزم إقامتها في بلدية رويبة ولاية الجزائر المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران) مسلحة. وقد تم التصميم وفقا للقوانين والمعايير البناء المطبقة في الجزائر (وفي RPA99version2003, CBA93). الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (Sap2000) الأخير تمت دراسة البنية التحتية وذلك باختيار قاعدة شاملة)

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un ouvrage en béton armé (R+7) qui sera

implantée à ROUIBA à wilaya ALGER, classée comme une zone de 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,). L'étude dynamique a été réalisée moyennant

le logiciel (Sap2000).

Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par l'adoption d'un radier nervuré

Abstract

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with twelve floors,

which will be implanted in ROUIBA a wilaya of ALGER classed as of 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,). The dynamic analysis was performed using (Sap2000) software.

Finlay, The substructure has been analysed by calculating the ribbed strike.

SOMMAIRE

Introduction générale 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage 1
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment 1
I.2.1 Dimensions en plan 1
I.2.2 Dimensions en élévation 1
I.3. caractéristiques structurelles 1
I.3.1. Système de contreventement 1
I.3.2.Planchers 1
I.3.3. Maçonnerie 2
I.3.4. Revêtement 2
I.3.5. L'acrotère .....
I.3.6. Les escaliers 2
I.3.7.Infrastructure 2
I.4 .Caractéristiques mécaniques des matériaux 2
I.4.1. Le béton 3
I.4.2.Les aciers 5

CHAPITRE II : PREDIMENSIONEMENT DES ELEMENT DE LA STRUCTURE

II.1. Introduction 7
II.2. Prédimensionement des Planchers 7
II.2.1. Plancher à corps creux 7
II.2.2. Dalle pleine 7
II.3.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 8
II.3.2.Plancher terrasse (corps creux) 9
II.3.3. Plancher courant(corps creux) 10
II.3.4 .Plancher courant(dalle pleine) 10
II.3.5.Plancher terrasse (dalle pleine) 11
II.4. Pré dimensionnement des poutres 11
II.5. Pré dimensionnement des poteaux 12
II.5.1.Etapes de pré dimensionnement 13
II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\overline{N}$ 14
II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité 14
II.5.1.3. Charges permanentes 15
II.5.1.4. Charges d'exploitation 16
II.5.1.5. L'effort normal ultime $\mathbf{Nu}$ 16
II.6. Prédimensionement des voiles 17

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Acrotère .....
III.1.1 .Introduction 18
III.1.2.Evaluation des charges et surcharge d'exploitation 18
III.1.3.Combinaisons d'action 19
III.1.4.Ferraillage 19
III.2 Escalier 26
III.2.1 Introduction 26
III.2.2. Définition des éléments d'un escalier 26
III.2.3. Evaluation des charges et surcharges 28
III.2.4. Détermination des sollicitations 29
III.2.5. Détermination des efforts 29
III.2.6. Ferraillage 32

III.2.6.1. Calcul a l'ELU..... 32
III.2.6.2. Vérification à l'E.L.S 34
III. 2.7. Calcul de la poutre palière..... 35
III.2.7.1. Pré dimensionnement..... 35
III.2.7.2. Evaluation des charges 36
III.2.7.3. Calcul des efforts..... 36
III.2.8. Ferraillage de Poutre palière..... 37
III.3. Planchers..... 40
III.3.1.Introduction..... 40
III.3.2.Calcul des poutrelles..... 40
III3.2.1.Première étape : Avant le coulage de la table de compression 40
III.3.2.2. Calcul après coulage..... 41
III.3.Résultat final 46
III.3.1.Ferraillage des poutrelles a l'ELU 46
III.3.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service 46
III.3.3.Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93] 46
III.3.4.Vérification de la flèche..... 47
III.4.Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93] 47
III. 4.Les dalles pleines 49
III.4.1.méthode de calcul..... 49
III.4.2. hypothèses de calcul..... 49
III.4.3.Calcul des moments (principe du travail virtuel)..... 49
III.4.3.1.Travail externe..... 50
III.4.3.2.Travail interne..... 50
III.4.4.Calcul des dalles rectangulaire 50
III.4.4.1.Calcul le type de rupture de la dalle 50
III.4.5. Calcul du ferraillage..... 51
III.4.5.1. Vérification à l'E.L.S..... 52
III.4.5.2. Condition d'espacement..... 52
III.4.5.3. Vérification au cisaillement..... 53
III.4.5.4.Vérification de la flèche..... 53

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1.INTRODUCTION..... 54
IV.2.DEPOSITION DES VOILES..... 55
IV.3.CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE 56
IV.3.1.Centre de masse..... 56
IV.3.2.Centre de torsion..... 56
IV.3.3.Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003]..... 57
IV.3.4.Excentricité..... 57
IV.4.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL..... 58
IV.4.1.Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]..... 58
IV.5.METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE 58
IV.5.1.PRINCIPE 58
IV.5.2.MODELISATION 58
IV.5.3.Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]..... 58
IV.5.3.1.Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] 59
IV.5.3.2.Facteur de correction d'amortissement η 59
IV.5.3.3.Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]..... 59
IV.5.3.3.1.Justification du coefficient de comportement R 60
IV.5.3.4.Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] 62
IV.5.3.5.Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab 4.7 RPA99v2003]..... 62
IV.6.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique..... 63
IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes 63
IV.6.2.Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] 64

IV.6.3.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]..... 65
IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] 68
IV.6.4.1.Le moment de renversement..... 68
IV.6.4.1.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] 69
IV.6.4.2.Le moment stabilisant..... 70
IV.6.5.Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] 71
IV.6.6.Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003]..... 72
IV.6.7.Vérification de cisaillement des éléments 73
IV.6.7.1.Les poutres [Art A.5.1 CBA93]..... 73
IV.6.7.2.Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]..... 73
IV.6.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] 74
IV.6.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] 75

CHAPITRE V : FERRALLAIGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.Introduction 77
V.2.Ferraillage des poutres 77
V.2.1.1.Ferraillage longitudinales..... 77
V.2.1.2.Ferraillage Transversales 78
1-1.Vérification des contraintes à l'état limite de service 79
1-2.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 79
1-3.Calcul des armatures transversales 80
1-4.Vérification de la flèche..... 80
V.3.Ferraillages des poteaux 81
V.4.Ferraillages des voiles 83
1-2.Vérification des armatures à ELS 85
1-3.Calcul des armateurs horizontaux 85
1-4.Ferraillage des voiles avec ouverture 86
1-.5.Vérification des armatures à ELS 86

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.INTRODUCTION..... 90
VI.2.FONDATIONS SUPERFICIELLES..... 90
VI.3.CHOIX DU TYPE DE FONDATION 90
VI.4.ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE 91
VI.5.LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE 91
VI.6.CALCUL DES SEMELLES ISOLEES 92
VI.6.1.Dimensionnement des semelles isolées 92
VI.6.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS 92
VI.7.CALCUL DES SEMELLES FILANTES 94
VI.7.1.Dimensionnement des semelles filantes..... 95
1.1.Dimensionnement de la poutre de libage 95
VI.7.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS..... 96
VI.8.FERRAILLAGEDES SEMELLES 97
VI.8.1.Semelles filantes 97
VI.8.1.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux 97
VI.8.1.2.Semelle filante (continue) sous voile 99
VI.8.1.3.Poutre de libage 100
VI.8.2.Longueur de scellement "ls"..... 102
VI.9.Vérification de la stabilité au renversement [Art 10.1.5 RPA99v2003]..... 103
VI.10.FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1RPA99V2003] 104
VI.10.1.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 104
VI.10.1.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 104
VI.10.1.3.Calcul des armatures transversales 104
Conclusion générale 105

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 5

CHAPITRE II : PREDIMENSIONEMENT DES ELEMENT DE LA STRUCTURE

Tableau II.1 : Évaluation des charges permanentes des murs intérieurs..... 8
Tableau II.2 : Évaluation des charges permanentes des Murs extérieurs..... 8
Tableau II.3 : Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse 8
Tableau II.4 : Évaluation des charges permanentes du plancher courant..... 9
Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes du plancher courant..... 9
Tableau II.6 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine..... 10
Tableau II.7. Effort normal $\overline{N}$ pour chaque section de poteau..... 13
Tableau II.8. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises..... 14
Tableau II.9. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises..... 14
Tableau II.10. Vérification de l'effort normal des poteaux 14

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS..... 19
Tableau III.2 : paramètre de calcul..... 19
Tableau III.3. Charge permanente de la paillasse..... 27
Tableau III.4. Charge permanente du palier de repos..... 28
Tableau III.5. Combinaisons des charges dans l'escalier..... 28
Tableau III.6. Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis..... 30
Tableau III.7 : Caractéristiques de l'escalier et de matériau..... 31
Tableau III.8 : les résultats de la flexion simple..... 31
Tableau.III.9 : Les armatures de répartition..... 32
Tableau.III.10 : Vérification de l'espacement..... 32
Tableau.III.11 : Vérification à l'E.L.S..... 33
Tableau.III.12 : sollicitations de la poutre palière..... 34
Tableau III.13. Calcul des sections d'acier de la poutre palière..... 36
Tableau.III.14 : Les armatures de répartition..... 36
Tableau.III.15 : Vérification à l'E.L.S..... 39
Tableau III.16 : détermination le nombre d'étaiement..... 41
Tableau III.17 : Vérification méthode de calcul..... 42
Tableau III.18: Moments en appuis et en travées et l'effort tranchant des poutrelles à ELU 42
Tableau III.19: Vérification méthode de calcul..... 43
Tableau III.20: Moments en appuis et en travées et l'effort tranchant des poutrelles à ELU. 43
Tableau III.21: les moments à l'ELS..... 44
Tableau III.22 : Les résultats du calcul..... 44
Tableau III.23: Ferraillage de poutrelle A'ELU 44
Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'ELS 44
Tableau III.25 : Vérification de l'effort tranchant 45
Tableau III.26: Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles..... 45
Tableau III.27 : Vérification de la flèche..... 48
Tableau III.28 : calcul les actions..... 49
Tableau III.29 : Les valeurs du travail externe..... 49
Tableau III.30: Les valeurs du travail interne..... 49
Tableau III.31 : Calcul des sections de la dalle pleine..... 50
Tableau III.32 : Vérification à l'E.L.S..... 50

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion..... 57
Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité théorique..... 57
Tableau IV.3: Justification du coefficient de comportement R suivant X..... 60
Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)..... 60
Tableau IV.5: Justification du coefficient de comportement R suivant Y..... 61
Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)..... 61
Tableau IV.7 : Valeurs des pénalités Pq..... 62
Tableau IV.8 :Vérification de comportement des trois premiers modes..... 63
Tableau IV.9 :vérification de participation massique..... 65
Tableau IV.10 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 67
Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 68
Tableau IV.12 : les forces sismiques de chaque niveau..... 69
Tableau IV.13 : calcul du moment de renversement..... 70
Tableau IV.14 : calcul du moment stabilisant..... 71
Tableau IV.15 : Vérification de stabilisation..... 71
Tableau IV.16 :Vérification des déplacements inter-étage suivant x..... 72
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y..... 72
Tableau IV.18:Vérification des déplacements en tête..... 73
Tableau IV.19 :Vérification de cisaillement des poutres..... 73
Tableau IV.20 :la nouvelle section choisis..... 74
Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit à la base..... 75
Tableau IV.22 :Vérification l'effet P-Δ suivant X..... 75
Tableau IV.23 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y..... 76

CHAPITRE V : FERRALLAIGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : les données de calcul..... 78
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres..... 79
Tableau V.3: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres..... 79
Tableau V.4 : vérification de ferraillage des poutres avec les règlements..... 80
Tableau V.5 : Calcul des armatures transversales des poutres 80
Tableau V.6 : Vérification de la flèche des poutres..... 80
Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poteaux..... 82
Tableau V.8 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S..... 82
Tableau V.9: Les armatures transversales dans les poteaux..... 83
Tableau V.10 :calcul des armatures verticales..... 84
Tableau V.11 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA..... 85
Tableau V.12 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains..... 85
Tableau V.13 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins..... 85
Tableau V.14 : diamètre des armatures transversales..... 86
Tableau. V.15 : calcul des armatures verticales..... 86
Tableau. V.16: Vérification des armatures a ELS des trumeaux..... 87
Tableau. V.17: Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux..... 87
Tableau. V.18: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)..... 88
Tableau. V.19: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5)..... 88
Tableau. V.20 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V6)..... 88
Tableau. V.21: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V6)..... 89

CHAPITRE VI : FONDATIONS

Tableau 6-1 : Dimensionnement des semells isolées à l'ELS..... 92
Tableau6-2: Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS suivant A..... 93
Tableau6-3 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS suivant B..... 93
Tableau 6-4 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS..... 95
Tableau 6-5 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage..... 96
Tableau6-6 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS..... 96
Tableau6-7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau..... 96
Tableau6-8: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)..... 98
Tableau6-9 Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Armature de .repartions)..... 98
Tableau6-10 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles..... 99
Tableau6-11: Ferraillages des semelles filantes sous un voile..... 99
Tableau6-12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 100
Tableau6-13: Détermination des moments de la poutre de libage..... 100
Tableau 3-14 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 101
Tableau6-15: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..... 101
Tableau6-16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 102
Tableau6-17: Vérification longueur de scellement des semelles filantes..... 102
Tableau6-18: Vérification stabilité au renversement des semelles filantes..... 103
Tableau6-19: Ferraillage longitudinal des longrines..... 104
Tableau6-20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines..... 104
Tableau 6-21 Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines..... 104

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU ……... 4
Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU…… 6

CHAPITRE II :
PREDIMENSIONEMENT DES ELEMENT DE LA STRUCTURE

Figure. II.1. Dimensionnement de la poutre…… 10
Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité…… 13
Figure II.3. Vue en plan et vue en 3D du voile…… 15

CHAPITRE III :
CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure. III.1: L'acrotère……. 18
Figure. III.2: Section de calcul…….. 19
Figure III.3 : Position de centre de pression…….. 20
Figure III.4 : ferraillage de l'acrotère……. 24
Figure III.5. Une volée d'un escalier…….. 25
Fig. III.6 : Schéma statique d'une volée d'escalie……... 26
Figure III.7. Chargement dans l'escalier à l'ELU……... 28
Figure III.8. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU et des efforts tranchant ……... 29
Figure III.9. Chargement dans l'escalier à l'ELS……... 29
Figure III.10. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU et desefforts tranchant……... 30
Figure III.11. Diagramme de moment (ELU.ELS)…… 35
Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)……... 35
Figure III.13 : Poutrelle avant coulage…….. 35
Figure III.14 : Poutrelle à deux travées……. 40
Figure III.15 : Poutrelle à quatre travées…….. 40
Figure III.16 : poutrelles à deux travées…… 40
Figure III.17: Diagramme des moments des poutrelles 2 travées à l'ELU…… 41
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 2 travées à l'ELU…….. 41
Figure III.18: Diagramme des moments des poutrelles 2 travées à l'ELS……. 42
Figure III.19 : Poutrelle à quatre travées……... 42
Figure III.20. Diagramme des moments des poutrelles 4 travées à l'ELU…… 43
Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 4 travées à l'ELU…….. 43
Figure III.22: Diagramme des moments des poutrelles 4 travées à l'ELS……. 43
Figure III.23: Ferraillages des poutrelles……... 46
Figure III.24 : la ligne de repture……... 48

CHAPITRE IV :
ETUDE SISMIQUE

Figure IV.1. Vue en 3D de la structure……... 54
Figure IV.2. Disposition des voiles…… 55

CHAPITRE V :
FERRALLAIGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales (30x40)……... 80
Figure V.2 : Ferraillage des poutres secondaire (30x35)…… 81
Figure V.3 : Ferraillage des poteaux (40x40)……. 83
Figure V.4 : Ferraillage des poteaux (45x45)……. 83
Figure V.5: Ferraillage des poteaux (50x50)…….. 83
Figure V-6: Ferraillage des voiles ……. 89

CHAPITRE VI :
FONDATIONS

Figure VI .1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS…….. 91
Figure VI.2 : le choix des semelles isolés……. 94
Figure VI.3 : le choix final des semelles……..... 97

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

D : débord de radier

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

lf : Longueur de flambement,

hr : hauteur total de radier

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

cv : Condition vérifiée.

cnv : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

Introduction générale

Dans ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composé de sept étages plus un rez-de-chaussée et qui sera implantée à rouiba-Alger.

Le premier chapitre consiste à une présentation générale de l'ouvrage et ses caractéristiques.

On procède au second chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles).

On s'intéresse au troisième chapitre au calcul des éléments secondaires et les vérifications nécessaires.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique moyennant le logiciel de calcul des structures «sap 2000», les différents résultats obtenus servent à la détermination de ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles) qui est présenté dans le cinquième chapitre.

Dans le dernier chapitre, on a exposé l'étude de l'infrastructure de notre bâtiment en connaissant la nature du sol.

A la fin on terminera avec une conclusion générale.

CHPTRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment (bloc angle) en RDC + 7 étages à usage d'habitation qui sera implanté à rouiba-Alger. C'est une zone de sismicité élevée (zone III) selon la classification et conformément au RPA 99 version 2003. Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I.2.1 Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment : 27.37 m.

- Largeur totale du bâtiment : 19.81 m.

I.2.2 Dimensions en élévation :

- Hauteur de l'étage courent: 3.06 m.

- Hauteur de RDC: 3.06 m.

- Hauteur totale du bâtiment : 24.48 m.

I.3. caractéristiques structurelles :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.3.2.Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.

- planchers à dalle pleine.

I.3.3. 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 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- Murs intérieurs: sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. 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 ciment pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieures.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6. Les escaliers :

Notre structure comporte un seul type d'escalier :
Escalier droit à deux volées.

I.3.7.Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol donné par le laboratoire.

I.4 .Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.4.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à fc28=25 MPa. Donc une résistance à la traction égale à ft28=2.1 MPa.

I.4.1.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction. Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28.

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

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

$f_{cj}= \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$ pour : $f_{C28} \leq 40$ Mpa

$f_{c28}= \frac{j}{1.4+0,95j} \times f_{c28}$ pour : $f_{C28} > 40$ Mpa

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

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :$f_{tj}=0.6+0.06f_{cj}$; (f_{tj}et f_{cJ} en MPa)

I.4.1.2. Module d'élasticité :

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

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

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{Vj}=3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$(MPa) ; $E_{v28}=10721.40$ MPa. ►►CBA93 Art [A.2.1.2.2]◄◄

b) Module d'élasticité transversale :

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

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

$$\upsilon = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l} = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Allongement relatif transversalRacourcissement relatif longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Allongement transversal "Δa" raccourcissement longitudinal "Δl"),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

υ = 0.2 pour le calcul des déformations (ELS)

υ = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU)

I.4.1.4. Contraintes limites :

a) Contrainte de cisaillement :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :
  τu=Min [0.1 fc28 ; 3 MPa]Pour:fc28=25 MPa:τu=2.50 MPa
- Fissuration peu nuisible :
  τu=Min [0.13 fc28 ; 4 MPa]Pour:fc28=25 MPa:τu=3.25 MPa

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

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

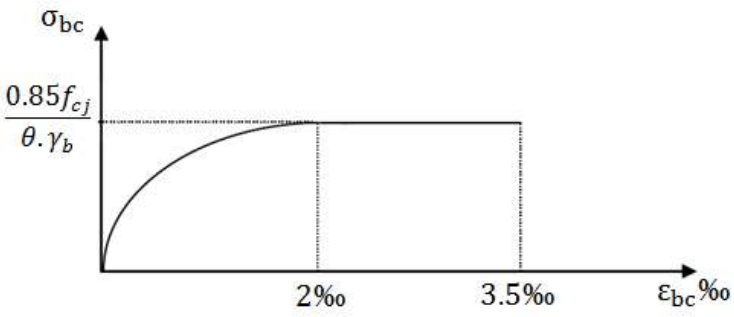


Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

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

$$\delta_{bc} = \frac{0{,}85 f_{cj}}{\theta.\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b=1.5 Pour une situation durable ;

γ_b=1.15 Pour une situation accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures; **θ**=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures;

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2.Les aciers :

I.4.2.1. Types d'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 considérable 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.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	fe (MPa)
Barre rond lisse	Armatures transversales	Fe E235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	0 ≤ Ø≤6	520

I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►►CBA93 Art [A.2.2.1]◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [Es=2.105 MPa].

I.4.2.3. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

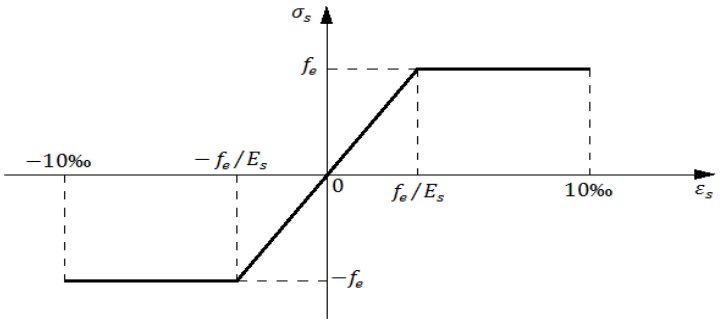


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

$$\overline{\sigma s} = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Avec :

$\overline{\sigma s}$: Contrainte de l'acier

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

γ_s: Coefficient de sécurité

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

b) Etat limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\delta_s}$=Min $\left[2fe/3 ; 110\sqrt{\eta ftj}\right]$(MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\delta_s}$=Min$\left[fe/2 ; 90\sqrt{\eta ftj}\right]$(MPa)

  Avec :

  η : Coefficient de fissuration tel que :

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

CHPTRE II :

Pré dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts. Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment:

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

II.2. Prédimensionement des Planchers :

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

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

Avec :

L: longueur max de poutrelle (mesurée entre axe).

L = 4,9 m $\rightarrow$ $19.6 \leq h_t \leq 24.5$

On adoptera h_t= 20 cm telle que :h_t = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc : h_t= (16 + 4) cm.

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 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a. Critère de résistance :

Dalle reposant sur 3 appuis :

(Lx/50) ≤ ep≤ (L x /40) ; L = 4,90 m⇒9,8 cm ≤ ep ≤12,25 Cm

b.Sécurité contre l'incendie :

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

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

On adopte une épaisseur ep =15 cm.

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

II.3.1. Maçonnerie :

- **Murs intérieurs (simple) :**

  Tableau II.1 : Évaluation des charges permanentes des murs intérieurs

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	0 .18	0.36
2	Brique creuse	0 .1	90	0.9
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				1.62

- **Murs extérieurs (cloison) :**

Tableau II.2 : Évaluation des charges permanentes des Murs extérieurs.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	90	0.9
3	Lame d'air	0.1	—	—
4	Brique creuse	0.1	90	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				2.52

II.3.2.Plancher terrasse (corps creux):

Tableau II.3 : Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse .

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique(kN/m2)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de polyéthylène	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	-	-	0.06
8	Plancher corps creux (16+4)	0.2	-	2.8
9	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				6.56

Charges permanentes :

Surcharges d'exploitation :Q = 1 KN/m

II.3.3. Plancher courant(corps creux) :

- **Charges permanentes :**

Tableau II.4 : Évaluation des charges permanentes du plancher courant.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique(kN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	6	0.12
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux(16+4)	0.20	-	2.80
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Cloison simple	0.1	-	1.62
TOTAL				5.92

Surcharge d'exploitation :Q =1.5 KN/m2

II.3.4 .Plancher courant(dalle pleine) :

- **Charges permanentes :**

Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes du plancher courant.

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m3)	Poids surfacique(KN/m2)
01	Carrelage	0.02	20	0.44
02	Lit de sable	0.03	18	0.54
03	Mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Planche dalle plein	0.15	25	3.75
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
06	Les murs simples	0.1	16.2	1.62
			Total	7.11

II.3.5Plancher terrasse (dalle pleine):

Tableau II.6 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de ciment	0.02	18	0. 36
G (charges permanentes)		**7.5 KN/m^2**		

- Surcharge d'exploitation : Q =3.5 KN/m2

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges auxpoteaux.

le pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est donné comme suit :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$ (2)

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : ►►(Art 7.5.1)

	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
Conditions de résistance	L= 490 cm ⇒ 30.66cm≤h≤ 46cm On adopte : h=40cm ⇒12cm≤b≤28cm On adopte : b=30cm	L= 476 cm ⇒29.73cm≤h≤44.6cm On adopte : h=35cm ⇒10.5cm≤b≤24.5cm On adopte : b=30cm
Vérification selon le RPA	b=30cm≥20cm h=40cm≥30cm h⁄b =1.33≤4.0 Conditions vérifiées	b=30cm≥20cm h=35cm≥30cm h⁄b =1.17≤4.0 Conditions vérifiées

Conclusion :
Toutes les conditions sont vérifiées on adopte les sections :

- Poutres principales (Sens porteur) : (b×h) = (30×40) cm2.

- Poutres secondaires (Sens non porteur) : (b×h) = (30×35) cm2.

- toutes les vérifications de R.P.A99 sont satisfaisantes.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre verticalement les charges aux fondations. Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges exploitation à l'état limite ultime Nu=1.35 G+1.5 Q , et selon le (CBA93 Art B.8.11), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne : Nu∗=1.1 Nu.

II.5.1.Etapes de pré dimensionnement :

Calcul de l'effort normal N que le poteau peut le supporter ; $\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \alpha = 0.60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \end{cases}$

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

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

$$N_U \leq \alpha\left(\frac{Br \cdot fC28}{0.9\,\gamma b} + A\frac{fe}{\gamma s}\right) = N$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

A=B/1000

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0.7\, l_0$$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0: longueur du poteau;

l_f : longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=4.90m pour tous les étages.; $i = \sqrt{\frac{I}{b^2}}$

I : moment d'inertie du poteau;

b : largeur du poteau.

$I = \frac{bh^3}{12}$; $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$

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

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

Tableau II.7. Effort normal $\bar{N}$ pour chaque section de poteau

Niveau	**B(mm2)**	**Br(mm2)**	**lf(m)**	**i**(m)	**λ**	**α**	$\mathbf{A_{s(mm2)}}$	$\bar{\mathbf{N}}$(KN)	Nadm(KN)	$\bar{\mathbf{N}} \leq \mathbf{N_{adm}}$
7ème	30×30	784	2.142	8.66	24.73	0.772	90	219.89	1144.99	CV
6ème	30×30	784	2.142	8.66	24.73	0.772	90	430.87	1144.99	CV
5ème	35×35	1089	2.142	10.10	24.73	0.797	122.5	673.63	1641.24	CV
4ème	35×35	1089	2.142	10.10	20.05	0.797	122.5	831.92	1641.24	CV
3ème	35×35	1089	2.142	10.10	20.05	0.797	122.5	1038.08	1641.24	CV
2ème	40×40	1444	2.142	11.54	18.55	0.804	160	1260.93	2194.69	CV
1er	40×40	1444	2.142	11.54	18.55	0.804	160	1407.61	2194.61	CV
RDC	40×40	1444	2.142	11.54	18.55	0.804	160	1591.92	2194.61	CV

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

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

Calcul de la surface reprise par le poteau :

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

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

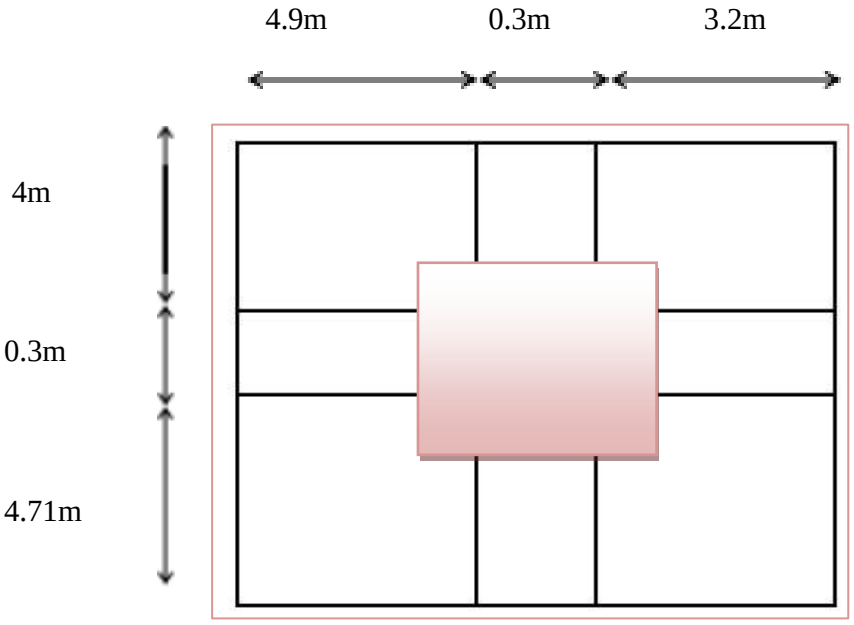


Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.5.1.3. Charges permanentes :

Tableau II.8. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises

Niveau	$G_{plancher}$ (kN)	G_{pp} (kN)	G_{ps} (kN)	G_{poteau} (kN)	G_{niveau} (kN)	$G_{cumulé}$ (kN)
7ème	99.71	11.25	10.64	6.88	128.48	128.48
6ème	83.90	11.25	10.64	6.88	112.67	241.15
5ème	81.80	11.10	10.51	9.37	112.78	353.93
4ème	81.80	11.10	10.51	9.37	112.78	466.71
3ème	81.80	11.10	10.51	9.37	112.78	579.49
2ème	79.70	10.95	10.36	12.24	113.25	692.74
1er	79.70	10.95	10.36	12.24	113.25	805.99
RDC	79.70	10.95	10.36	12.24	113.25	919.24

II.5.1.4. Charges d'exploitation :

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

$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{n} Qi$, (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n≥7)

Tableau II.9.Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises

Niveau	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ier	RDC
Q_{cuml} (kN)	17.64	44.1	67.91	84.16	107.60	140.74	127.71	137.49

II.5.1.5. L'effort normal ultime Nu:

$N_u^* = 1.35\,G + 1.5\,Q$, $\overline{N} = 1.1\,Nu$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Tableau II.10. Vérification de l'effort normal des poteaux

Niveau	G_{cuml} (kN)	Q_{cuml} (kN)	N_u^* (kN)	$\overline{N}$ (kN)	$N_u^* \leq \overline{N}$
7ème	128.48	17.64	199.90	219.89	CV
6ème	241.15	44.1	391.70	430.87	CV
5ème	353.93	67.91	579.67	673.63	CV
4ème	466.71	84.16	756.29	831.92	CV
3ème	579.49	140.74	943.71	1038.08	CV
2ème	692.74	127.71	1146.30	1260.93	CV
1er	805.99	127.71	1279.65	1407.61	CV
RDC	919.24	137.49	1447.20	1591.92	CV

Conclusion :

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

II.6. Prédimensionement des voiles :

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

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 he et des conditions de rigidité aux extrémités.

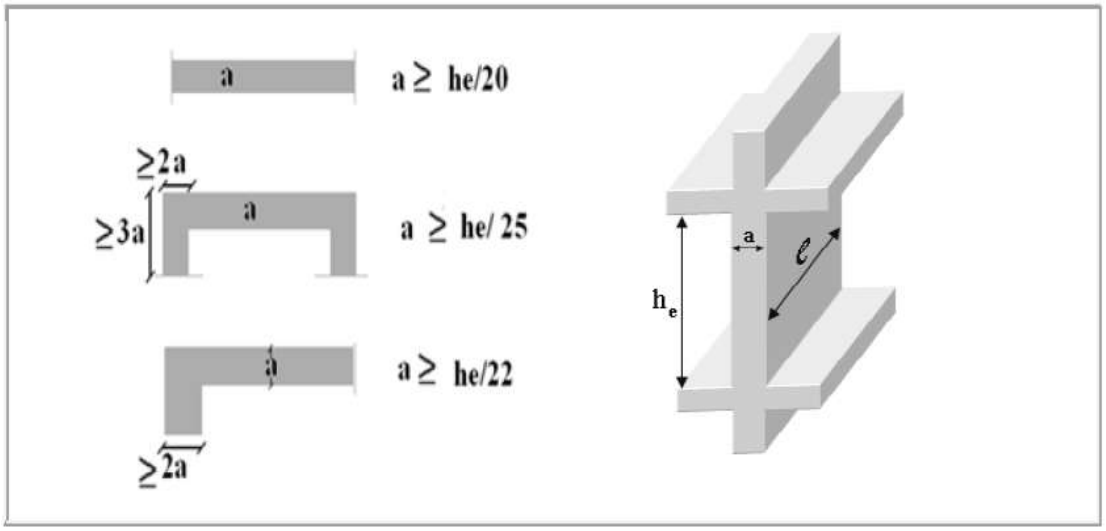


Figure II.3. Vue en plan et vue en 3D du voile

a≥Max 15cm (15cm ;$\frac{h_e}{25}$;$\frac{h_e}{22}$) ⇒ a≥Max 15cm (15cm ; $\frac{h_e}{22}$)

Pour tous les étages on ah_e =306 cm.

$\frac{h_e}{22} = \frac{271}{22}$ = 12.32 cm

Conclusion :

On adopte pour les voiles une épaisseur de 15 cm.

CHPTRE III :

Calcul des éléments secondaires

III.1.Acrotère

III.1.1 .Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

-Un effort normal dû à son poids propre (G).

-Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

Principe de calcul :

Le calcul se fait en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

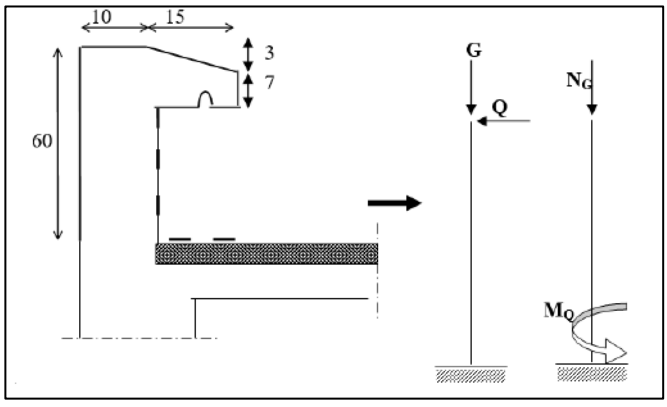


Figure. III.1: L'acrotère.

III.1.2.Evaluation des charges et surcharge d'exploitation :

Charge permanente : $G = 25x(0.10x0.60 + \left(\frac{0.15x0.03}{2} + 0.07x0.15\right) \times 1ml) = 1.82\ KN/ml$

Surcharge d'exploitation : Q= 1x1ml=1KN/ml

III.1.3.Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

Etat limite ultime :	
Effort normal :	Nu =1.35xG=1.35x1.82=2.46 KN
Effort tranchant :	Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN
Moment d'encastrement :	Mu =1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN.m
Etat limite de service :	
Effort normal :	N_{ser} = G=1.82 KN
Effort tranchant :	V_{ser} =Q= 1 KN.m
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Qxh=1x0.6=0.6 KN.m

III.1.4.Ferraillage :

III.1.4.1.À l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée avec :

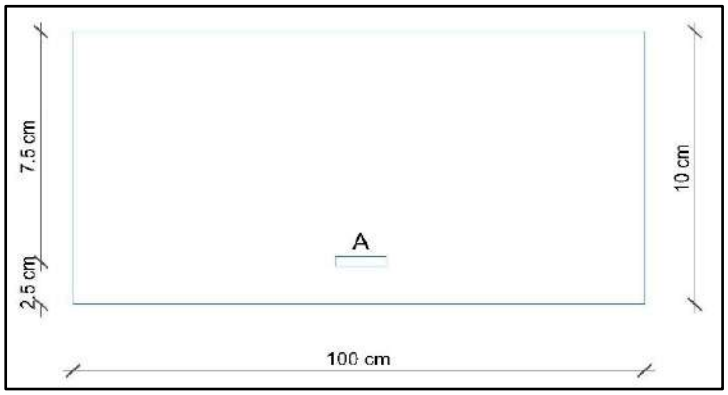


Figure. III.2: Section de calcul.

Tableau III.2 : paramètre de calcul.

Dimensions			**Caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.17	MPa
c'	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	7.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.46} = 36.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e > 2{,}5.$

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

- **Calcul au Flexion simple:**

  a) **Le moment fictief:**

$$e = e1 + (\frac{h}{2} - c) = 36.6 + 2.5 = 39.1 \text{ cm} = 0.39 \text{ m}$$

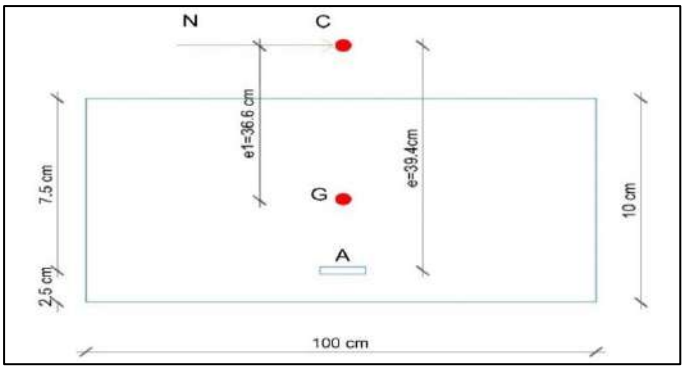


Figure III.3 : Position de centre de pression

$$M1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96 \text{ KN.m}$$

Calcule des armatures (flexion simple) :

Le calcule se fait à la flexion simple

$$\mu = \frac{M1}{b.d^2.\sigma b} = \frac{0.96.10^6}{1000.75^2.14.17} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé $A'1 = 0$

Du tableau en a : $\beta = 0.994$

$$A1 = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{0.96.10^6}{0.994.75.348} = 37 mm^2 = 0.37 cm^2$$

- **Calcule flexion composée**

N: effort de compression

$$A = A1 - \frac{N}{\sigma s} = 37 - \frac{2.46.10^3}{348} = 29.93\ mm^2 = 0.29 cm^2$$

ET $A' = A'_1 = 0$

Donc

$A = 0.29\ cm^2$

$A' = 0$

On adoptera :

$As = 5HA10 = 3.93 cm^2$

- **Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 5HA8 = 2.51 cm^2$$

III.1.4.2.À l'ELS :

Calcul de l'excentricité :

$$e0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.82} = 32.97\ cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e0 = 32.97\ cm$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal N de compression.

Vérification section partiellement comprimes

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$$

On a:

$$Bo = b.h + 15\,(A + A') = 100x10 + 15x\,(3.93) = 1058.95\ cm^2.$$

$$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2} + 15(A_1.c_1 + A_2.d\right) = \frac{1}{1058.95}\left(\frac{100.10^2}{2} + 15(3.93.7.5\right) = 5.14\ cm$$

$$\upsilon 2 = h - \upsilon 1 = 10 - 5.14 = 4.86\ cm$$

$$IG = \frac{b}{3}\,(\upsilon 13 + \upsilon 23) + 15\,[A2\,(\upsilon 2 - c)\,2 + A1(\upsilon 1 - c')\,2] = 8681.25\ cm^2.$$

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2} = 1.68\ \text{cm}$

$MG' = Nser.G'c$

$G'c = G'G + Gc$

$G'G = \upsilon 1 - \frac{h}{2} = 5.14 - \frac{10}{2} = 0.14\text{cm}$

$Gc = 32.97\text{cm}$

$G'c = 0.14 + 32.97 = 33.11\ \text{cm}$

$MG = 1.82\ (0.3311) = 0.602\ \text{KN.m}$

$\frac{M_G}{N_{ser}} = \frac{0.602}{1.82} = 0.33\text{m} = 33\text{cm}$

Donc la condition $\frac{M_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ et vérifier alors, on a une section partiellement comprimée.

On doit vérifier :

$\sigma b = k.y_1 \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$

$\sigma s = 15.k.(d - y_1) \leq \overline{\sigma s}$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n.f_{tj}}\right]$

Détermination de y1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$y_2{}^3 + p.y_2 + q = 0$

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

Tel que :

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

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

Avec :

C : distance entre le centre de pression c' et la fibre la plus comprimée

C<0 (à l'extérieure)

$$C = \frac{h}{2} - e = (5 - 32.97) = -27.97cm$$

$$p = -3 \times 27.97^2 + \frac{90 \times 3.93}{100}(7.5 + 27.97) = -2221.50$$

$$q = -2.(-27.97)^3 - \frac{90x3.93}{100}(7.5 + 27.97)^2 = 39313.06$$

Donc

$$y_2{}^3 - 2221.50y_2 + 39313.06 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27} = (39313.06)^2 + \frac{4.(-2221.50)^3}{27} = -78.6x10^6$$

$\Delta < 0$ Trois solutions réelles

$$\text{On calcule} \quad \cos\varphi = \frac{3.q}{2p}\sqrt{-\frac{3}{p}} = -0.9754 \implies \cos^{-1}\varphi = 167.28°$$

$$a = 2.\sqrt{-\frac{p}{3}} = 54.42$$

Les trois solutions réelles :

$$y1 = a\cos\frac{\varphi}{3} = 30.61 \text{ cm}$$

$$y2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^0\right) = -54.27 \text{ cm}$$

$$y3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^0\right) = 23.65 \text{ cm}$$

Vérification :

$$0 < (y1 = y2 + c) < d \begin{cases} d = 7.5 > (30.61 - 27.97 = 2.64) > 0 \ldots\ldots\ldots \text{vérifier} \\ (-54.27 - 27.97) = -82.24 < 0 \ldots\ldots\ldots \text{non vérifier} \\ (23.65 - 27.97) = -4.32 < 0 \ldots\ldots\ldots \text{non vérifier} \end{cases}$$

Y1=2.64 cm

$$K = \frac{Nser}{S_G} \Rightarrow S_G = \frac{b.y1^2}{3} + 15.A'(y1 - c') \quad - 15.A.(d - y1)$$

$$S_G = \frac{100x2.64^2}{2} - 15x3.93x(7.5 - 2.64) \quad = 61.98\ cm^3$$

$$K = \frac{Nser}{S_G} = \frac{1.82x10^3}{61.98x10^3} = 29.3x10^{-3}\ N/mm^3$$

$$\sigma b = K.y1 = 29.3x10^{-3}x26.4 = 0.77\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\sigma s = 15.k.(d - y_1) = 21.3\ MPA$$

$$\overline{\sigma s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.67; 110\sqrt{n.f_{tj} = 201.63}\right] = 201.63\ MPA$$

$$\sigma s \leq \overline{\sigma s} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5x10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02MPa$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15\ fc28}{\gamma b}, 4\ Mpa\right) = \min(2.5\ Mpa, 4\ MPa) = 2.5\ Mpa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires
Remarque :
Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables

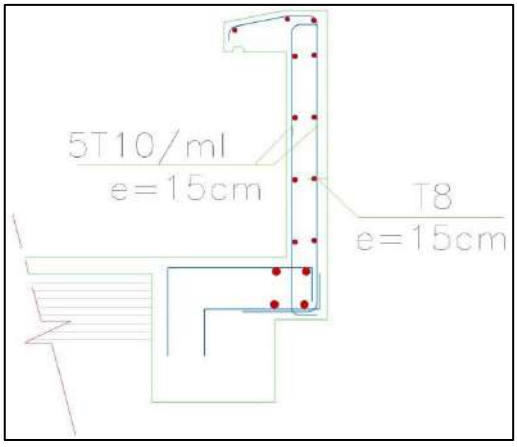


Figure III.4 : ferraillage de l'acrotère

III.2 Escalier :

III.2.1 Introduction :

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

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volé.

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale des gradins constituant l'escalier, et «contre marche » la partie verticale de ces gradins.

h: Hauteur de la marche.

g: Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

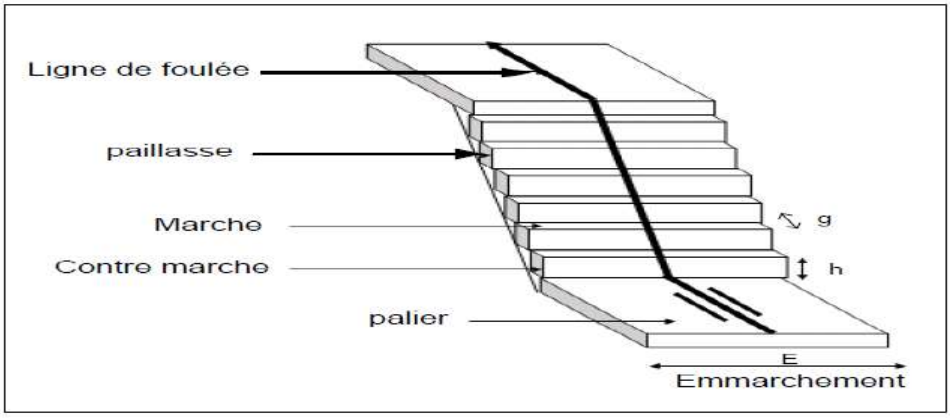


Figure III.5. Une volée d'un escalier

*** Terminologie:**

1. La montée: est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

2. La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied

3. La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives.

4. La contre marche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.

5. Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

6. Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 Contre marches successives (g).

1. Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

2. Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées

3. L'emmarchement : est la longueur d'une marche.

4. La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

5. La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

6. L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.

7. La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

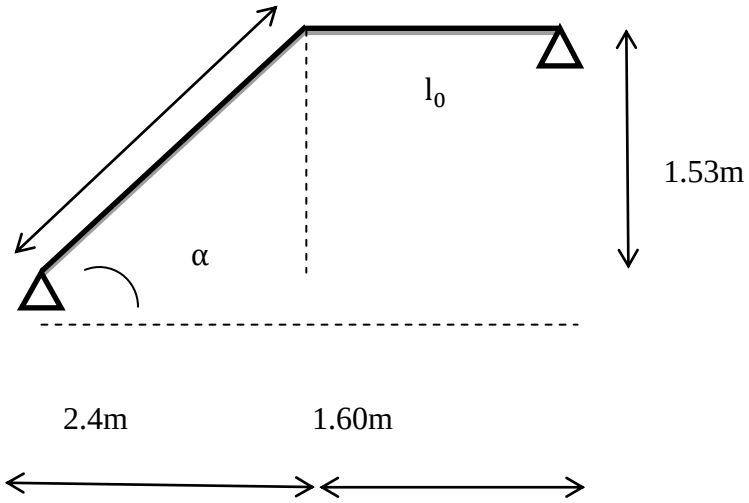


Fig. III.6 : Schéma statique d'une volée d'escalier

- **Caractéristique technique :**

Hauteur d'étage H=3.06 m

Hauteur de contre marche : 14≤ h ≤20

On prend : h = 17 cm

Langueur de marche : donc $59 \leq g + 2h \leq 66$ donc : $25 \leq g \leq 32$

On prend : g = 30 cm

Vérification de la formule de BLONDEL :

59cm ≤ g+ 2h = 64cm≤ 66cm. (Condition vérifiée)

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

$\text{Tan}\alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \Rightarrow \quad \alpha = 32.52° \approx 33°$

- **Calcul de longueur de la paillasse :**

$l_0 = \frac{H}{\sin\alpha} \Rightarrow$ L0=2.8 m

- **Détermination n, g, h :**

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

g : largeur de marche

h : hauteur de contremarche

n : nombre de contremarche

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

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1}+\frac{2H}{n} \leq 64 \\ \frac{L}{n-1}+\frac{2H}{n} \geq 59 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -64n2+(64+2H+L)\,n-2H \leq 0 \\ -59n2+(59+2H+L)\,n-2H \geq 0 \end{cases}$$

Pour la première volée :=**1**.53 L=**2**.8**m**

$$\begin{cases} -64n2+650\,n-2H \leq 0 \\ -59n2+645\,n-2H \geq 0 \end{cases} \Rightarrow \quad 8.83 \leq n \leq 9.54 \Rightarrow \quad n=9$$

Nombre de contremarches : n=9

Nombre de marches : n−1=8 ; h=17 cm ; g=30 cm .

- **Calcul d'épaisseur de la paillasse :**

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

L = L0+1.60 m = 4.4 m

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 12.57cm \leq e \leq 14.66cm$.

On prendra : e=15cm .

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Tableau III.3. Charge permanente de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.60
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				8.47

Tableau III.4. Charge permanente du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				5.49

- **Charges d'exploitation :**

Pour la paillasse : Q=2.5 kN/m²

Pour le palier de repos : Q=2.5 kN/m²

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

III.2.4. Détermination des sollicitations :

ELU : Pu=1.35 G+1.5 Q

ELS : Pser=G+Q

Tableau III.5. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (kN/ml)	Q kN/ml)	Pu (kN/ml)	Pser (kN/ml)
Paillasse	8.47	2.5	15.18	10.97
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99

III.2.5. Détermination des efforts :

À l'ELU :

P_u =15.18 KN/ml

P_u =11.16 KN/ml

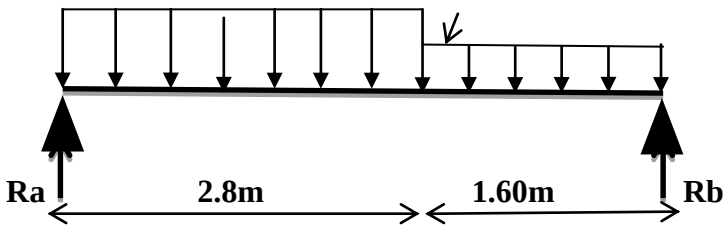


Figure III.7. Chargement dans l'escalier à l'ELU.

$\sum F = 0$

$Ra+Rb-(15.18\times2.8)-(11.16\times1.6)=0$

$Ra+Rb = 60.36$ KN

$\sum M/A = 0$

$Rb \times 4.4 - 11.16 \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.8\right) - 15.18 \times 2.8 \times \left(\frac{2.8}{2}\right) = 0$

Rb=28.13 KN. Et Ra=32.23 KN.

Tronçons AB :($0 \leq X \leq 2.8$)

Moment fléchissant : $M(x) = 32.23x - 15.18\ x^2/2$

Effort tranchant : $T(x) = 32.23 - 15.18\ x$

M(0)=0 KN.m T(0)=32.23KN.m

M (2.8)= 30.73 KN.m T (2.8)= −10.27 KN.m

Tronçons BC : ($2.8 \leq X \leq 4.4$)

Moment fléchissant : $M(x) = 32.23x - 2.8 \times 15.18\left(x - \left(\frac{2.8}{2}\right)\right) - 11.16 \times (x - 2.8)^2/2$

Effort tranchant : $T(x) = -11.16(x - 2.8) - (2.8 \times 15.18) + 32.23$

M (2.8)=30.73KN.mT (2.8)= −10.27KN.m

M (4.4)= 0 KN. m T (4.4) = −28.13 KN.m

Donc :

$M_t = 0.85 \times 30.73 = 26.12$KN.m

$M_a = 0.5 \times 30.73 = 15.36$KN.m

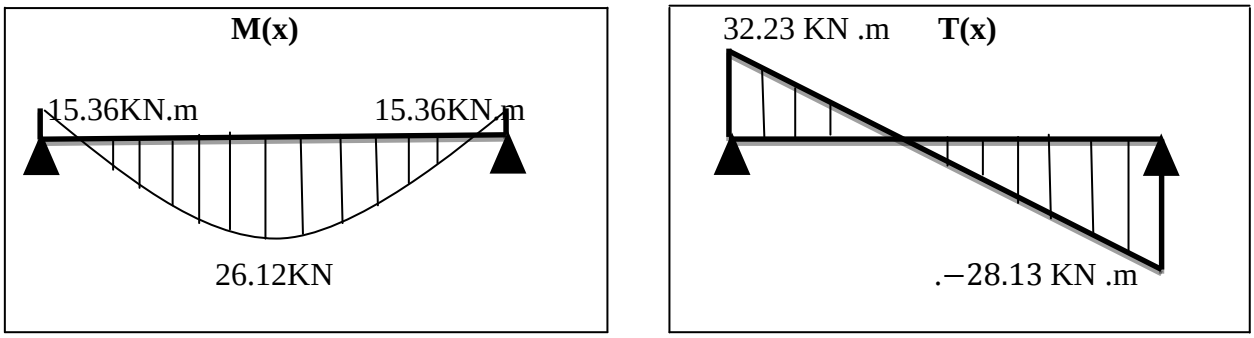


Figure III.8. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU et des efforts tranchant .

À l'ELS :
P_{ser} =10.97 KN/ml
P_{ser} =7.99 KN/ml

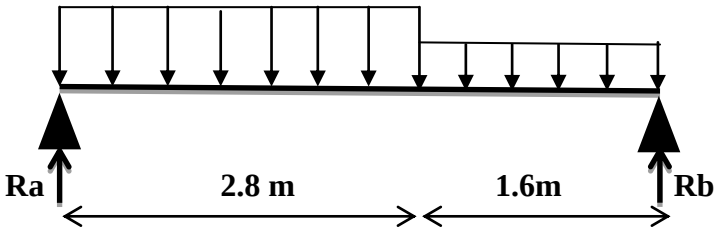


Figure III.9. Chargement dans l'escalier à l'ELS.

$\sum F = 0$

$Ra + Rb - (10.97 \times 2.8) - (7.99 \times 1.6) = 0$

$Ra + Rb = 43.5$ KN

$\sum M/A = 0$

$Rb \times 4.4 - 7.99 \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.8\right) - 10.97 \times 2.8 \times \left(\frac{2.8}{2}\right) = 0$

Rb=20.13 KN. Et Ra= 23.37 KN.

Tronçons AB :($0 \leq X \leq 2.8$)

Moment fléchissant : $M(x) = 23.37x - 10.97\ x^2/2$

Effort tranchant : $T(x) = 23.37 - 10.97\ x$

M(0)=0 KN.m T(0)=23.37KN.m

M(2.8) = 22.43 KN.m T(2.8)= −6.98 KN.m

Tronçons BC :($2.8 \leq X \leq 4.4$)

Moment fléchissant : $M(x) = 23.37x - 2.8 \times 10.97\left(x - \left(\frac{2.8}{2}\right)\right) - 7.99 \times (x - 2.8)^2/2$

Effort tranchant : $T(x) = -7.99(x - 2.8) - (2.8 \times 10.97) + 23.37$

M(2.8) =22.43 KN.m T(2.8)= −6.98KN.m

M(4.4)= 0 KN. m T(4.4) = −20.13 KN.m

Donc :

$M_t = 0.85 \times 22.43 = 19.06$KN.m

$M_a = 0.5 \times 22.43 = 11.21$KN.m

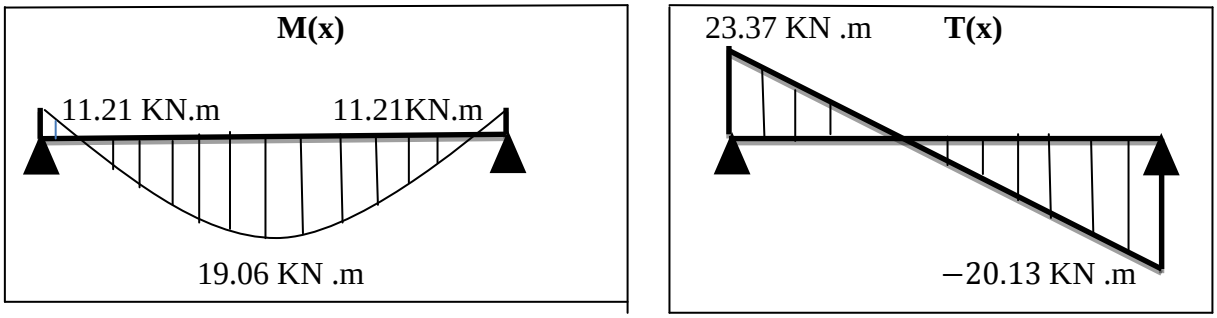


Figure III.10. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU et desefforts tranchant.

Récapitulation :

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

Tableau III.6. Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}$ (kN.m)	$M_{t.u}$(kN.m)	Tu (kN)	Ma_{ser}(kN.m)	Mt_{ser} (kN.m)
Sollicitation	15.36	26.12	32.23	11.21	19.06

III.2.6. Ferraillage :

III.2.6.1. Calcul a l'ELU

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.7 :Caractéristiques de l'escalier et de matériau.

Béton	$\mathbf{f_{c28}}$= 25 MPa	γb = 1.5	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$= 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28}= 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Le moment en travée : $\mathbf{M_t^{max}}$ =26.12KN.m

Le moment max aux appuis : $\mathbf{M_a^{max}}$= 15.36KN.m

Tableau III.8 : les résultats de la flexion simple.

	Mu(KN.m)	d (cm)	M	β	$\mathbf{A_{cal}}$ (cm²/ml)	$\mathbf{A_{choisit}}$ (cm2)
En travée	26.12	13	0.108	0.943	6.12	6.15
Aux appuis	15.36	13	0.064	0.967	3.51	3.51

En travée :

Mt=0.85Mmax=0.85×30.73=26.12KN.m

M_t^{max} = 26.12KN.m.

Avec :$\boldsymbol{\mu=\frac{Mu}{b.d^2.\sigma_{bc}}}$ $=\frac{26.12\times10^6}{1000\times130^2\times14.2}$ = 0.108≤ μ_l= 0.392 →A'_s =0 α = 0.1431 ; β = 0.943

$\mathbf{A_{cal}} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{26.12\times10^6}{0.943\times130\times348}$ =6.12cm²

On choisit $\mathbf{A_{cal}}$ = **4HA14.=6. 15cm²**

En appuis :

Ma=0.5Mmax=0. 5×30.73=15.36KN.m

M_a^{max} = 15.36 KN.m.

Avec : $\boldsymbol{\mu=\frac{Mu}{b.d^2.\sigma_{bc}}}$ = $\frac{15.36\times10^6}{1000\times130^2\times14.2}$ = 0.064≤ μ_l= 0.392 → A'_s =0 α = 0.0828 ; β = 0.967

$\mathbf{A_{cal}} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{15.36\times10^6}{0.967\times130\times348}$ =3.51cm²

On choisit $\mathbf{A_{cal}}$ = **7HA8.=3. 51cm²**

- **Condition de non fragilité :**

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

En travées: $A = 6.15\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (cv).

En appuis : $A = 3.51\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (cv)

- **Les armatures de répartition :**

Tableau.III.9 : Les armatures de répartition.

	$A_x(cm^2)$	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.537$	2 HA 10 = $1.57cm^2$
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.51}{4} = 0.877$	2HA 8= $1cm^2$

- **Vérification de l'espacement :**

Tableau.III.10 : Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	S_t= b/6 = 100/6 = 16.66 cm. On adopte:S_t = 16.5 cm. S_t=16.5 ≤ min [3h=45cm;33cm]=33cm	S_{tr}= 100/3 = 33.33 cm. On adopte : S_{tr} =30cm S_t=30cm ≤ min [3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	→S_t = 100/3=33.33 cm On adopte: →S_t =30 cm S_{tr}=30cm ≤ min [4h=60cm;45cm]=33cm	→ S_{tr}= 100/3=33.33 cm On adopte:S_t= =30 cm S_{tr}=30cm ≤ min [4h=60cm;45cm]=33cm

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

On a: fc28= 25 MPA ;γ_b = 1.5

$V_u = T_u^{max} = 32.23$ KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{32.23 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.247 \text{ MPA}$$

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

τ_u=0.24 MPa≤$\overline{\tau_u}$=3.33 MPa⇒C.V

III.2.6.2. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$

Tableau.III.11 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	6.15	3.51
$\mathbf{M_{ser}}$(kN.m)	19.06	11.21
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d = 4.06$	$50y^2+15A.y-15A.d = 3.21$
I (cm4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15\ A\ (d-y)^2 \Rightarrow y=9603,73206$	$I=\frac{b}{3}y^3+15\ A\ (d-y)^2 \Rightarrow y=6148,73041$
$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$(Mpa)	15	15
$\boldsymbol{\sigma_b}$(Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=8,05$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=5,85$
$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$	Oui	oui

$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = \mathbf{0.6f_{c28}}$= 0.6 *25= 15 Mpa

- **Vérification de la flèche :**

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

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{4.28} = 0.03 \geq \frac{26.12}{20*34.77}$

2) $\frac{A}{b_{0*d}} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.15}{100*13} = 0.0047 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \Rightarrow \quad$ CV

III. 2.7. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière: c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux,

Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h)

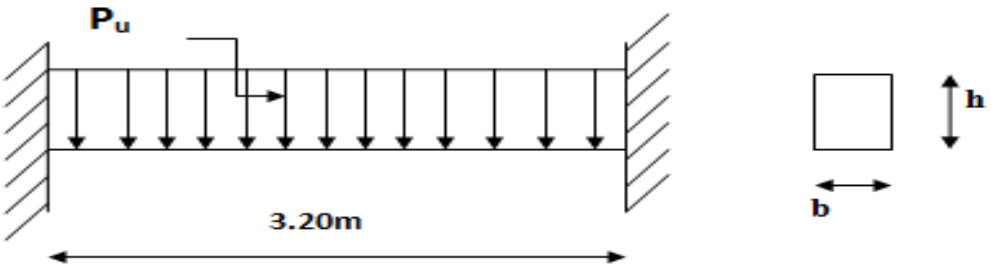


Figure III.10 : poutre paliere

III.2.7.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3.20m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$ on prend h=30 cm.

$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 9cm \leq b \leq 21$ cm on prend b=25 cm.

On adopte : (b x h) = (25 x 30)

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :**

b = 25 cm ≥ 20cm …… CV

h = 30cm ≥ 30cm …… CV

$\frac{h}{b}$= 1.2 < 4 …… CV

III.2.7.2. Evaluation des charges :

Réaction d'escalier : Ru = 29.28 KN ; Rser = 20.86 KN ;

Poids propre de la poutre console : pp = 0.25*0.3*25=1.875 KN/ml

Poids du mur double cloison : 2.62 * 1.53 = 4 KN/ml

Donc :
ELU : Pu = 1.35(1.875 + 4) + 29.28 = 37.21 KN/ml

ELS : Pser= (1.875 + 4) +20.86 = 26.735 KN/ml.

III.2.7.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis,

La méthode R.D.M. donné **:**

Réaction d'appuis : RA = $R_b = \frac{PL}{2}$

Moment fléchissant : Ma = Mb= $-0.5M_0$; $M_0 = \frac{PL^2}{8}$; $Mt = 0.8M_0$

Tableau.III.12 : sollicitations de la poutre palière

	l'E.L.U	**L'ELS**
RA = RB=T_{max}(KN)	59.54	36.38
Ma = Mb(KN .m)	23.81	17.11
Mt(KN.m)	38.10	27.38

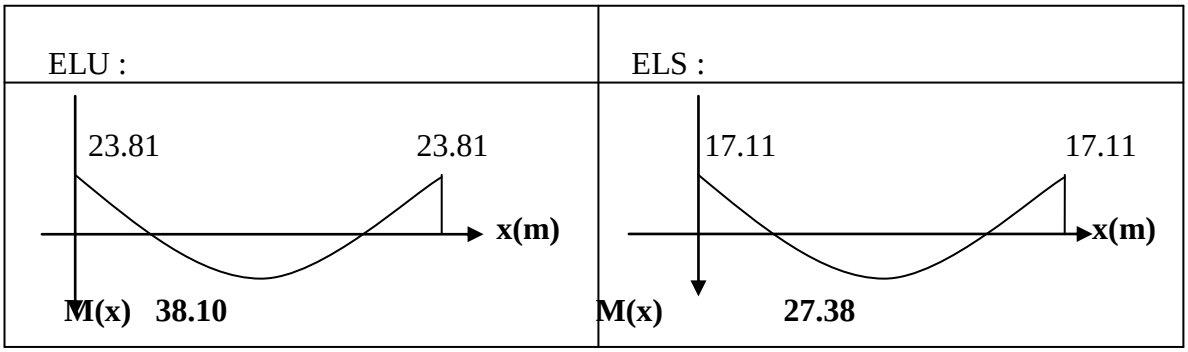


Figure III.11. Diagramme de moment (ELU.ELS)

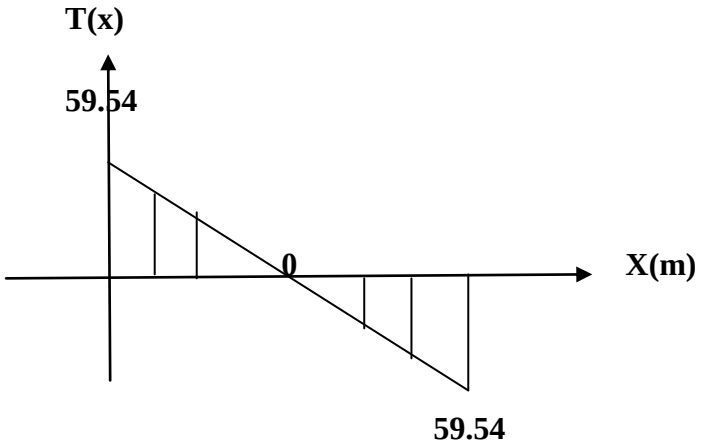


Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

III.2.8. Ferraillage de Poutre palière:

En travée :

Mt=0.85Mmax=0.85×38.10=32.38KN.m

M_t^{max} = 32.38 KN.m.

Avec :$\mu=\frac{Mu}{b.d^2.\sigma_{bc}}=\frac{32.38\times10^6}{250\times270^2\times14.2}$ = 0.125≤ μ_l= 0.392 $\rightarrow A'_s$ =0 $\alpha = 0.1689$; $\beta = 0.932$

$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{32.38\times10^6}{0.932\times270\times348}$ =3.69cm²

On choisit A_{cal} = **2HA16.=4.02cm²**

En appuis :

Ma=0.5Mmax=0. 5×23.81=11.90KN.m

M_a^{max} = 11.90KN.m.

Avec :$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{11.90\times10^6}{250\times270^2\times14.2} = 0.046 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$

$\alpha = 0.0589$; $\beta = 0.976$

$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{11.90\times10^6}{0.976\times270\times348} = 1.30 cm^2$

On choisit $A_{cal} =$ **2HA10=1.57cm²**

Tableau III.13. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	Mu(KN.m)	μ	β	A'(cm2)	A_{cal}(cm²/ml)	$A_{choisit}$ (cm2)
En travée	32.385	0.125	0.932	0	3.69	4.02
Aux appuis	19.05	0.046	0.976	0	1.30	1.57

- **Condition de non fragilité :**

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

En travées: $A = 4.52 cm^2 \geq A_{min} = \frac{25\times30}{1000} = 0.75 cm^2$ (cv).

En appuis : $A = 3.01 cm^2 \geq A_{min} = \frac{25\times30}{1000} = 0.75 cm^2$ (cv).

- **Les armatures de répartition :**

Tableau.III.14 : Les armatures de répartition.

	A_x(cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{4.02}{4} = 1.005$	4 HA 10 = 3.14cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39$	2HA 10 = 1.57cm²

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

On a: fc28= 25 MPA ;γ_b = 1.5

$V_u = T_u^{max} = 59.54$ KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{59.54 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.22 \text{ MPA}$$

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

$\tau_u = 0.22$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa $\Rightarrow$ C.V

- **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$

Tableau.III.15 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	4.02	1.57
$\mathbf{M_{ser}}$(kN.m)	27.38	17.11
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=9,25$	$50y^2+15A.y-15A.d=6,25$
I (cm4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15\,A\,(d-y)^2 \Rightarrow y=25593,7093$	$I=\frac{b}{3}y^3+15\,A\,(d-y)^2 \Rightarrow y=12174,25128$
$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$(Mpa)	15	15
$\boldsymbol{\sigma_b}$(Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=9,89$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=8,78$
$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$	oui	oui

$\boldsymbol{\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28}}$= 0.6 *25= 15 Mpa

- **.Vérification de la flèche :**

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

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0.09 \geq \frac{32.385}{47.63} = 0.7$ $\Rightarrow$ CV

2) $\frac{A}{b_{0*d}} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{25*27} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ $\Rightarrow$ CV

III.3. Planchers:

III.3.1. Introduction:

Le plancher à corps creux est constitué de poutrelles préfabriquées associées à des corps Creux, de dimension (20* 65), avec une table de compression d'épaisseur (4 cm).

III.3.2.Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à des poutres
Continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par:

- une section en (T) en travées;
- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q),

La Surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65.L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III3.2.1.Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500N/m\end{cases}$$

Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

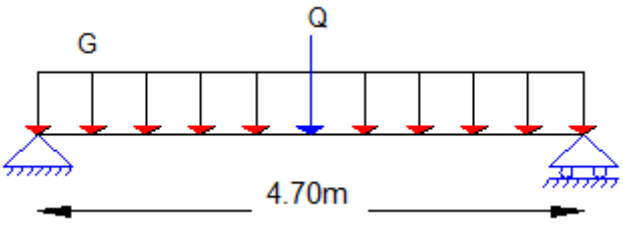


Figure III.13 : Poutrelle avant coulage.

- **Charges et surcharges :**

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

L(m)	Surcharge d'exploitation Q (KN)	Charge permanente G (KN)	
4.70	$Q = Max\begin{cases} 1\ KN \\ 500 \times 4.70 \end{cases}$	**Poids de la poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0.04x0.12x25= 0.12	0.65x1 = 0.65
	Q = 2.35KN	**G** = 0.12+0.65= **0.77 KN**	

- **Détermination le nombre des étaiements :**

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI}$$

$$\overline{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III.16 : détermination le nombre d'étaiement.

étaiement	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN)	E (MPa)	f (mm)	$\overline{f}$ (mm)	Vérification
0	4.70	0.77	2.25	32000	487.07	9.4	non
1	2.35	0.77	1.175	32000	30.44	4.7	non
2	1.56	0.77	1	32000	6.86	3.13	non
3	1.17	0.77	1	32000	2.58	2.35	non
4	0.94	0.77	1	32000	1.22	1.88	oui

Commentaire :

On place4 étaiement à une distance **L = 0.94 m** pour les poutrelles.

III.3.2.2. Calcul après coulage:

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

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

Le calcul des poutrelles se fait au type le plus défavorable, donc on obtient deux types :

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

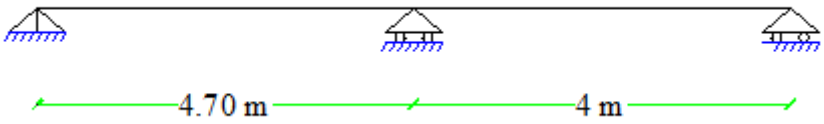


Figure III.14 : Poutrelle à deux travées

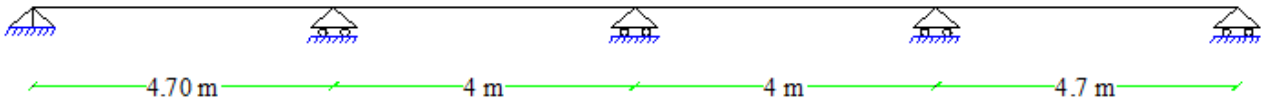


Figure III.15 : Poutrelle à quatre travées.

Méthode de calcul:

1-La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

Remarque :

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

2-Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

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

➢ **1er TYPE : poutrelles à deux travées :**

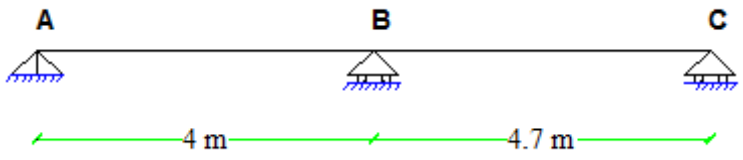


Figure III.16 : poutrelles à deux travées :

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III.17 : Vérification méthode de calcul.

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$\mathbf{Q \leq Min\ [2G\ et\ 5KN/m^2]}$	$2.35 \leq \text{Min}\ [13.52\ \text{et}\ 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$	$0.8 \leq \frac{4.00}{4.71} = 0.85 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

Tableau III.18: Moments en appuis et en travées et l'effort tranchant des poutrelles à ELU

Travée	l (m)	M0 (KN.m²)	Mt (KN.m²)	Mw (KN.m²)	Me (KN.m²)	Tw (KN.m²)	Te (KN.m²)
A-B	4.00	20.71	13.46	-4.14	-12.42	11.39	-15.53
B-C	4.71	28.71	18.66	-17.23	-5.74	18.29	-13.41

Diagramme de moment :

Figure III.17: Diagramme des moments des poutrelles 2 travées à l'ELU

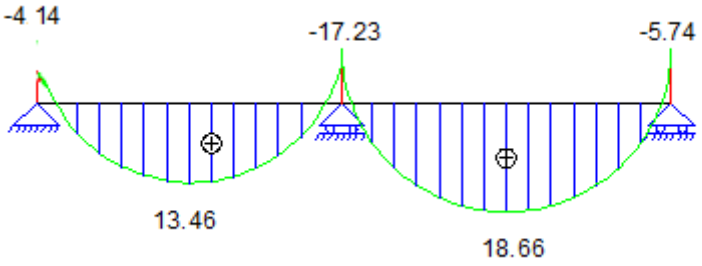


Diagramme d'effort tranchant

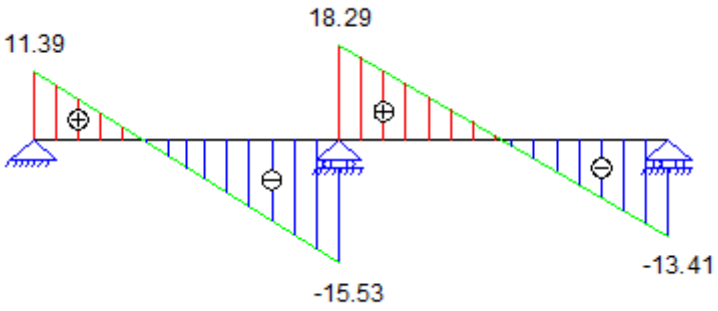


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 2 travées à l'ELU

Tableau III.18: les moments à l'ELS.

Travée	l (m)	M0 (KN.m²)	Mt (KN.m²)	Mw (KN.m²)	Me (KN.m²)
A-B	4.00	9.82	6.38	-1.96	-5.89
B-C	4.71	13.62	8.58	-8.17	-2.71

Diagramme de moment :

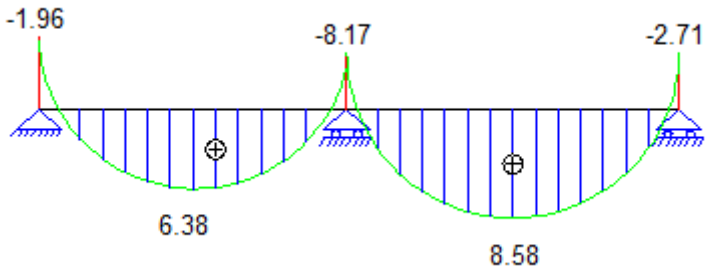


Figure III.18: Diagramme des moments des poutrelles 2 travées à l'ELS

➢ **2eme TYPE** : poutrelles à quatre travées

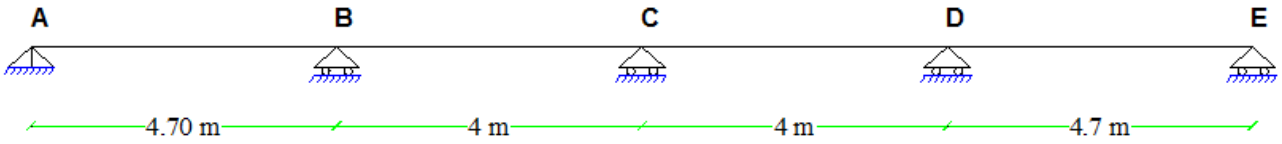


Figure III.19 : Poutrelle à quatre travées.

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III.19: Vérification méthode de calcul.

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$\mathbf{Q \leq Min\ [2G\ et\ 5KN/m^2]}$	$2.35 \leq$ Min $[13.52$ et $5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$	$0.8 \leq \frac{4.70}{4.00} = 1.17 \leq 1.25$	Vérifiée
$\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$	$0.8 \leq \frac{4.00}{4.00} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
$\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$	$0.8 \leq \frac{4.00}{4.7} = 0.85 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

Tableau III.20: Moments en appuis et en travées et l'effort tranchant des poutrelles à ELU

Travée	l (m)	M0 (KN.m²)	Mt (KN.m²)	Mw (KN.m²)	Me (KN.m²)	Tw (KN.m²)	Te (KN.m²)
A-B	4.70	18.58	13.01	-3.71	-9.29	14.63	-17.00
B-C	4.00	13.46	8.07	-6.73	-5.38	13.79	-13.12
C-D	4.00	13.46	8.07	-5.38	-6.73	13.12	-13.79
D-E	4.70	18.58	13.01	-9.29	-3.71	17.00	-14.63

Diagramme de moment :

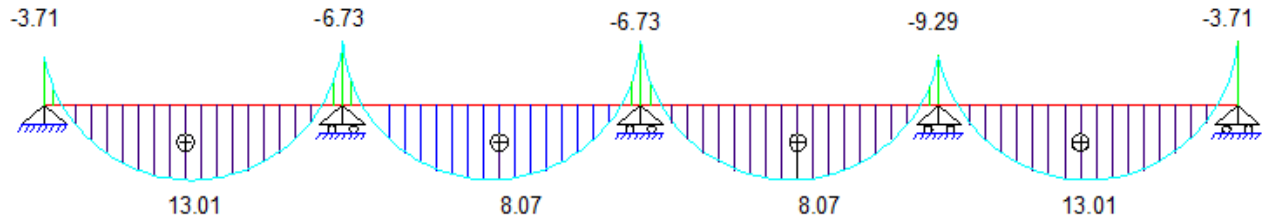


Figure III.20. Diagramme des moments des poutrelles 4 travées à l'ELU

Diagramme d'effort tranchant

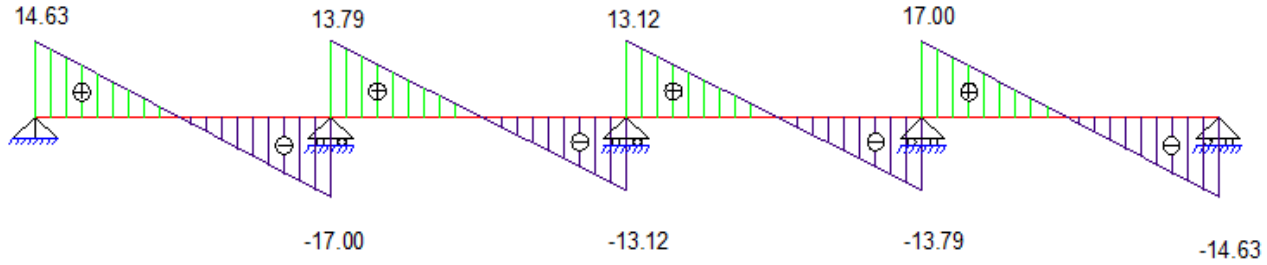


Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 4 travées à l'ELU

Tableau III.21: les moments à l'ELS.

Travée	l (m)	M0 (KN.m²)	Mt (KN.m²)	Mw (KN.m²)	Me (KN.m²)
A-B	4.70	13.56	9.50	-2.71	-6.78
B-C	4.00	9.82	5.90	-4.91	-3.93
C-D	4.00	9.82	5.90	-3.93	-4.91
D-E	4.70	13.56	9.50	-6.78	-2.71

Diagramme de moment :

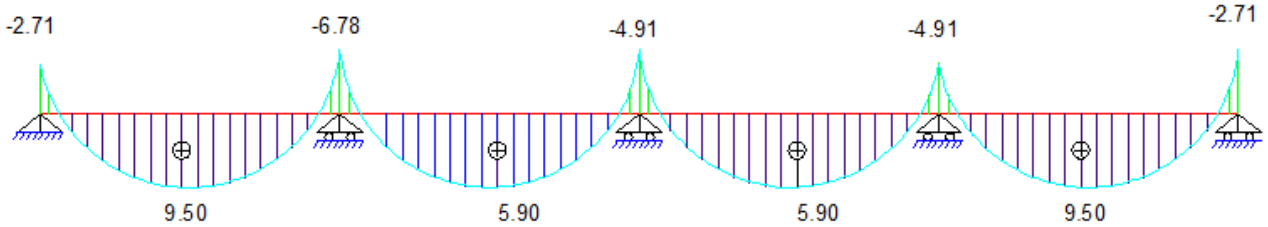


Figure III.22: Diagramme des moments des poutrelles 4 travées à l'ELS

III.3.Résultat final :

Tableau III.22 : Les résultats du calcul.

N° : Travée	ELU			ELS	
	Ma (max)	**Mt (max)**	**T max**	**Ma (max)**	**Mt (max)**
2 travées	-17.23	18.66	18.49	-8.17	8.58
4 travées	-9.29	13.01	17.00	-6.78	9.50

III.3.1.Ferraillage des poutrelles a l'ELU :

Tableau III.23: Ferraillage de poutrelle A'ELU .

Position	**M (KN.m)**	**As1 (cm²)**	**As2' (cm²)**	**As1 (choisi)**	**As2 (choisi)**
Travée	18.66	3.07	0	**3HA10+1ch HA12= 3.49**	/
Appui	-17.23	2.85	0	/	**1HA10+2ChpHA12 = 3.05**

III.3.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'ELS .

	M (KN.m)	**As1 (cm²)**	**As2 (cm²)**	σ_b **(MPa)**	$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	**vérification**
Travée	8.58	3.49	0.79	2.51	15	oui
Appui	-8.17	0.79	3.05	2.56	15	oui

III.3.3.Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93] :

Tableau III.25 : Vérification de l'effort tranchant .

Poutre et sollicitation à L'ELU				**Vérification**			**Espacement et armatures**			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	At (cm²)
Poutrelle	**20**	**12**	**18.49**	**0.85**	**3.33**	**oui**	**15**	**15**	**6**	**0.56**

Tableau III.26: Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1er Condition	2éme Condition
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{A}{b_0\ x\ d} \leq \frac{3.6}{F_e}$
$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{4.70} = 0.042$ $\frac{M_t}{15M_0} = \frac{8.58}{15x8.17} = 0.070$	$\frac{A}{b_0\ x\ d} = \frac{3.49}{12\ x\ 18} = 0.016$ $\frac{3.6}{F_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$
Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

Commentaire :

Puisque il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

III.3.4.Vérification de la flèche :

Tableau III.27 : Vérification de la flèche.

poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	As (cm²)	F (mm)	F adm (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.70	20	12	8.58	3.49	6.3	9.4	oui

III.4.Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93] :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×20) cm^2

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Si : Ln≤ 50cm $\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$

Si : $50 \leq Ln \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

Ln : Ecartement entre axes des nervures

fe : Limite d'élasticité en [MPA].

1-Armatures perpendiculaires aux nervures :

$At \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ 50 cm ≤ L ≤ 80 cm

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $At \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; fe=520 MPA ; ϕ=6mm.

Choix des armatures :

5T6 ⟶ A = 1.41cm²

(T6 ⟶ e = 20cm).

2-Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

On a : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 cm^2$

Choix des armatures :

5T6 ⟶ A = 1.41cm²

(T6 ⟶ e = 20cm).

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ∅6 (200x200x6)

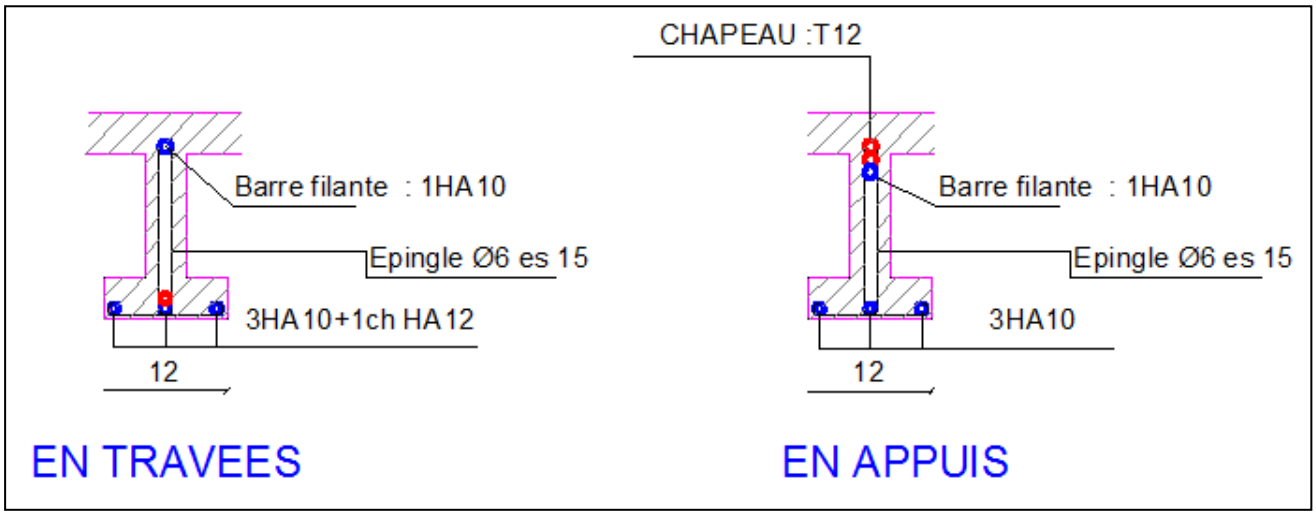


Figure III.23: Ferraillages des poutrelles

III. 4.Les dalles pleines :

III.4.1.méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

• La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.

• La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.4.2. hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure. Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

a. La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b. Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c. Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d. L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e. La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

g. Conventionnellement on désignera :

- Un côté libre par un trait sans hachures
- Un appui simple par une hachure
- Un encastrement par une double hachure

III.4.3.Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

III.4.3.1.Travail externe

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

Text= P.f

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

III.4.3.2.Travail interne

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

Tint = M.l.θ

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.4.4.Calcul des dalles rectangulaire :

III.4.4.1.Calcul le type de rupture de la dalle :

- **Calcul les actions :**

Tableau III.28 : calcul les actions

		G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
courant	ELU	G = 7,11KN/m²	Q = 3,5KN/m²	P_u= 14,85 KN/m²
	ELS			P_{ser}= 10,61 KN/m²
Terrasse	ELU	G = 7,5KN/m²	Q = 3,5KN/m²	P_u=15.37 KN/m²
	ELS			P_{ser}= 11 KN/m²

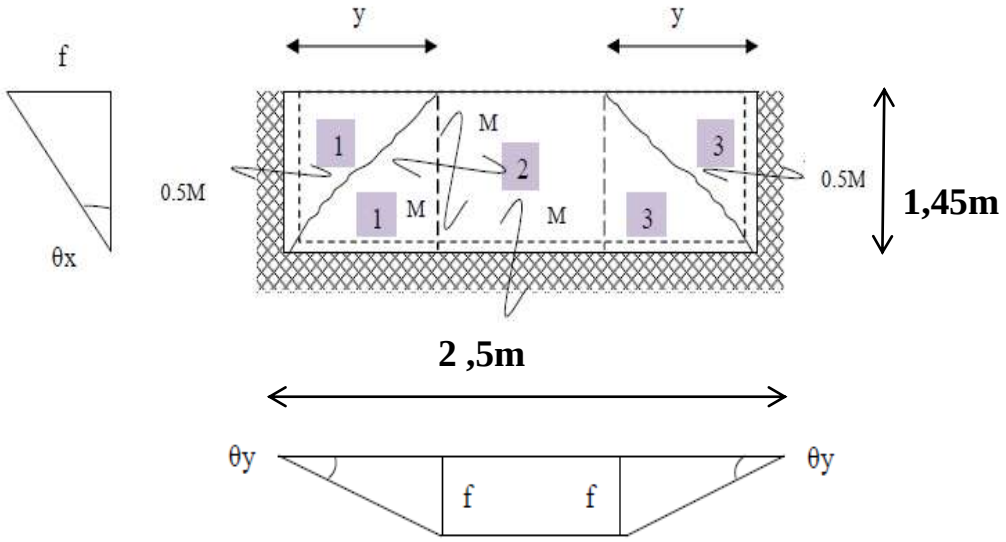


Figure III.24 : la ligne de repture

Tableau III.29 : Les valeurs du travail externe

éléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	0.725. y	f/3	0.483. f.y
2	(3.625-2.90.y)		f/2	(1.812-1.45y).f
3	2	0.725. y	f/3	0.483. f.y
			∑	(1.812-0.484y).f

Tableau III.30: Les valeurs du travail interne.

Eléments)		moment de rupture(M	longueur (L)	rotation (θ)	Travail interne
1	+	M	1,45	f/y	1,45Mf/y
	-	M	1,45	f/y	1,45Mf/y
2	+	M	2Y	f/1,45	1,38Myf
	-	0 ,5 M	2,5	f/1 ,45	0,86Mf
3	+	M	1,45	f/y	1,45Mf/y
	-	M	1,45	f/y	1,45Mf/y
∑					Mf(5,8/y+1,38y+0 ,86

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

(1,812-0.484y).f = M.f.(5,8/y+1 ,38y+0.86) ; $M = Pu \frac{(1,812-0,484y)}{\frac{5,8}{y}+1,38y+0,86}$

$\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y = 1.16$

Donc :

Mu =15.37 × 0.17 = 2.61 kN.m.

Mser = 11× 0.17 = 1.87kN.m.

En travée :

- Mu t = M = 2.61kN.m
- Mser t= M = 1.87kN.m

Aux appuis :

- Mu a = 0.5*2.61 = 1.30kN.m
- Mser a=0.5*1.87 = 0.93kN.m

III.4.5. Calcul du ferraillage :

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

Quelque donnée : h =15 cm, c= 1.5 cm,

On adopte alors Øx=Øy=10 mm

dx=h-e-Ø/2=13 cm ; dy=dx-((Øx+ Øy)/2)=12 cm

σb=14.20MPa; **σ**s=348 MPa.

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma bc} \quad , A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Tableau III.31 : Calcul des sections de la dalle pleine

		Mu (kN.m	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	A choisi	Afinal (cm²)
Suivant X	travée	2.61	0.011	0.994	0.58	1.5	4HA10	3.14
	appuis	1.30	0.005	0.997	0.29	1.5	4HA10	3.14
Suivant y	travée	2.61	0.013	0.993	0.63	1.5	4HA10	3.14
	appuis	1.30	0.006	0.996	0.31	1.5	4HA10	3.14

III.4.5.1. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

A=3.93 cm²

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$yb.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y$$

$$\overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

Tableau III.32 : Vérification à l'E.L.S.

		Mser (kN.m)	Y1	I G (cm4	σb (MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	σb≤$\overline{\sigma_b}$
Suivant X	travée	1.87	3.06	5608.73	1.02	15	CV
	appuis	0.93	3.06	5608.73	0.50	15	CV
Suivant y	travée	1.87	2.92	4713.12	1.16	15	CV
	appuis	0.93	2.92	4713.12	0.58	15	CV

III.4.5.2. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : St =100/4=25 cm≤ St adm =min (3h=45 ; 33)=33 cm

III.4.5.3. Vérification au cisaillement :

	Suivant X	Suivant y
V (kN)	$\frac{P.lx.ly}{2ly+lx}=\frac{15.37\times1.45\times2.5}{2\times2.5+1.45}$= 8.63 KN	$\frac{P.lx.ly}{2ly}=\frac{15.37\times1.45\times2.5}{2\times2.5}$ =11.14KN
τ_u (MPa)	$\frac{v}{b_0.d}=\frac{8.63\times10^3}{1000\times130}$ = 0.066Mpa	$\frac{v}{b_0.d}=\frac{11.14\times10^3}{1000\times120}$ = 0.093Mpa
$\overline{\tau_u}$(MPa)	$\frac{0.07}{\gamma_b}f_{c28}=\frac{0.07}{1.5}\times25$ = 1.17Mpa	$\frac{0.07}{\gamma_b}f_{c28}=\frac{0.07}{1.5}\times25$ = 1.17Mpa
$\tau_u\leq\overline{\tau_u}$	CV	

III.4.5.4.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l}>\frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{2.5}=0.0600 \leq \frac{1}{16}=0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{h}{l}\geq\frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{2.5}=0.06 > \frac{1}{20}\times\frac{1.87}{8.59}=0.01 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b0.d}\leq\frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.14}{100\times13}=0.002 < \frac{2}{400}=0.005 \dots\dots\dots c.v$$

CHPTRE IV :

Etude dynamique

IV.1.INTRODUCTION :

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

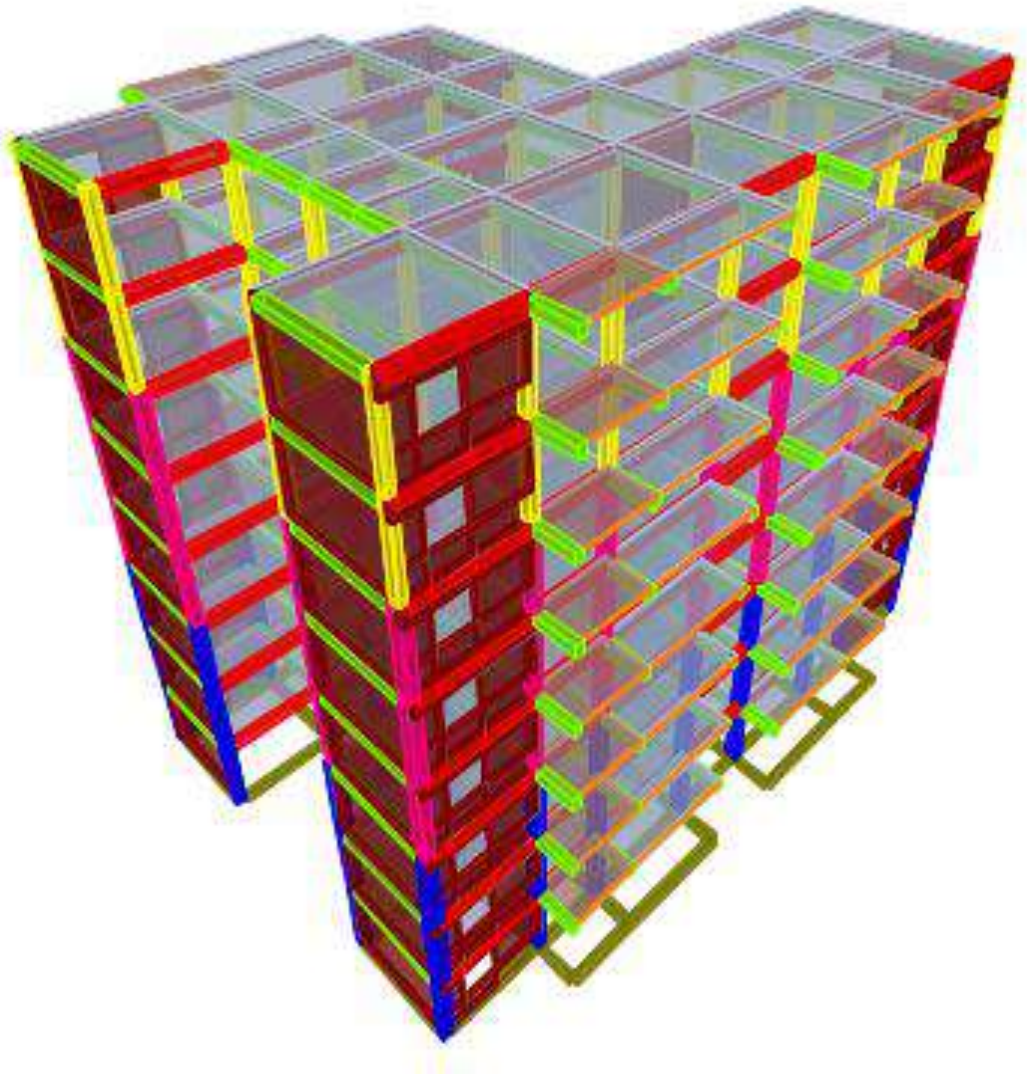


Figure IV.1. Vue en 3D de la structure

IV.2.DEPOSITION DES VOILES

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure à un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Disposer les voiles de façon à assurer :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

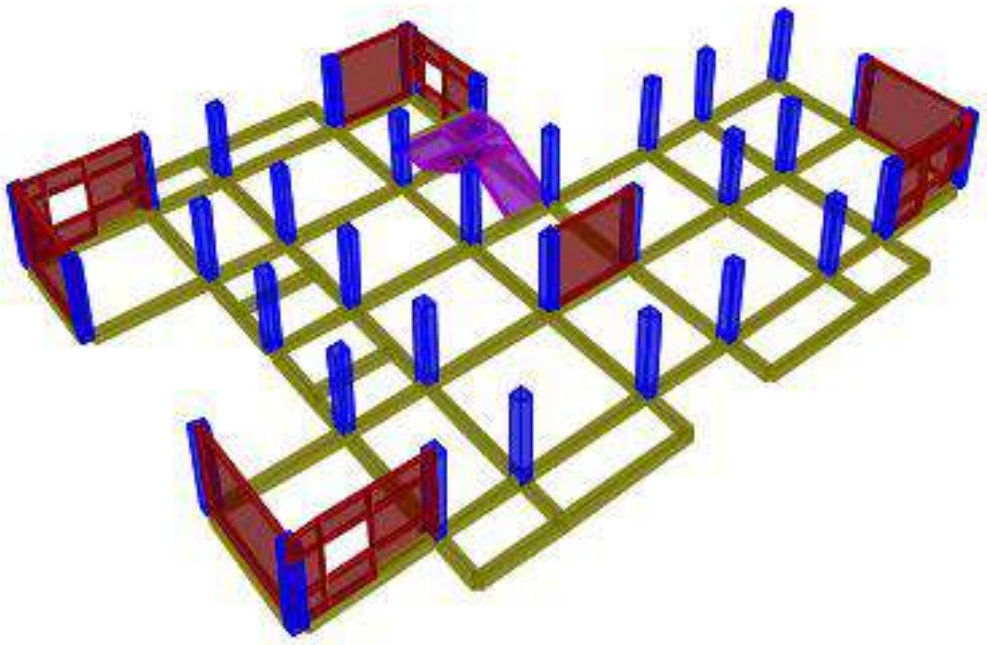


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.3.CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.3.1.Centre de masse :

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

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

Avec :

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

IV.3.2.Centre de torsion :

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

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

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et Iy : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi et Yi : Coordonnées du centre de gravité des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XR et YR : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.3.3.Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion

Niveau (m)	Rigidités et centre de torsion				Masse et centre de Masse		
	∑ Kx (m4)	∑ Ky (m4)	XR (m)	YR (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)
24.48	1.345E+05	6.628E+04	12.191	6.366	3462.191	12.156	6.934
21.42	1.819E+05	8.404E+04	11.961	6.194	3575.207	12.201	6.841
18.36	3.022E+05	1.569E+05	11.969	6.030	3629.290	12.216	6.850
15.30	4.438E+05	2.209E+05	11.804	5.983	3662.026	12.218	6.851
12.24	6.523E+05	3.198E+05	11.675	5.839	3662.026	12.218	6.851
9.18	1.087E+06	5.638E+05	11.579	5.665	3699.283	12.219	6.853
6.12	1.773E+06	8.450E+05	11.353	6.013	3737.055	12.221	6.855
3.06	4.060E+06	1.876E+06	12.163	6.779	3737.055	12.221	6.855

On remarque que le sens y plus rigide que le sens x à la raison le nombre des voiles dans le sens y plus que le sens x.

IV.3.4.Excentricité :

•.Excentricité théorique :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
24.48	0.035	0.568
21.42	0.240	0.647
18.36	0.247	0.820
15.3	0.414	0.868
12.24	0.543	1.012
9.18	0.640	1.188
6.12	0.868	0.842
3.06	0.058	0.076

IV.4.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.4.1.Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003] la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise donc la méthode modale spectrale.

IV.5.METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV.5.1.PRINCIPE :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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 la structure.

IV.5.2.MODELISATION :

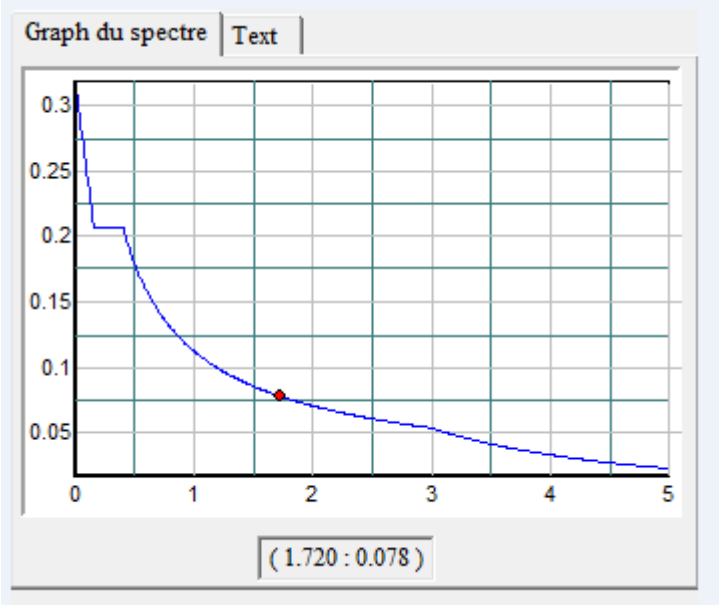
Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v17"

IV.5.3.Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

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



Le spectre de réponse suivant x,y.

IV.5.3.1.Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est (Bâtiments d'habitation collective est à usage)

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).

Donc : A=0,25

IV.5.3.2.Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV.5.3.3.Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc R=3.5 [Tab 4.3 RPA99v2003]

IV.5.3.3.1.Justification du coefficient de comportement R :

Suivant X :

Tableau IV.3: Justification du coefficient de comportement R suivant X

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.48	3302.245	2340.388	961.857	973.899	0.000	973.899
21.42	6727.303	4856.779	1870.524	1456.931	0.000	1456.931
18.36	10418.082	7861.675	2556.407	1995.804	0.000	1995.804
15.3	14104.821	10718.660	3386.161	2444.162	0.000	2444.162
12.24	17859.346	13646.071	4213.275	2827.560	0.000	2827.560
9.18	21940.505	17293.459	4647.046	3182.303	0.000	3182.303
6.12	25858.800	20499.060	5359.740	3468.179	0.000	3468.179
3.06	29862.069	23786.513	6075.556	3677.231	0.000	3677.231

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.48	100 %	70.873 %	29.127 %	100 %	0.000 %	100.000 %
21.42	100 %	72.195 %	27.805 %	100 %	0.000 %	100.000 %
18.36	100 %	75.462 %	24.538 %	100 %	0.000 %	100.000 %
15.3	100 %	75.993 %	24.007 %	100 %	0.000 %	100.000 %
12.24	100 %	76.409 %	23.591 %	100 %	0.000 %	100.000 %
9.18	100 %	78.820 %	21.180 %	100 %	0.000 %	100.000 %
6.12	100 %	79.273 %	20.727 %	100 %	0.000 %	100.000 %
3.06	100 %	79.655 %	20.345 %	100 %	0.000 %	100.000 %

Suivant Y :

Tableau IV.5: Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
24.48	2915.165	2340.388	574.777	800.031	0.000	800.031
21.42	6182.318	4856.779	1325.539	1429.800	0.000	1429.800
18.36	9827.307	7861.675	1965.632	1947.852	0.000	1947.852
15.3	13374.035	10718.660	2655.375	2376.694	0.000	2376.694
12.24	16964.404	13646.071	3318.333	2720.697	0.000	2720.697
9.18	20993.191	17293.459	3699.732	3044.600	0.000	3044.600
6.12	24749.484	20499.060	4250.424	3290.434	0.000	3290.434
3.06	28525.792	23786.513	4739.279	3428.719	0.000	3428.719

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
24.48	100 %	80.283 %	19.717 %	100 %	0.000 %	100.000 %
21.42	100 %	78.559 %	21.441 %	100 %	0.000 %	100.000 %
18.36	100 %	79.998 %	20.002 %	100 %	0.000 %	100.000 %
15.3	100 %	80.145 %	19.855 %	100 %	0.000 %	100.000 %
12.24	100 %	80.439 %	19.561 %	100 %	0.000 %	100.000 %
9.18	100 %	82.377 %	17.623 %	100 %	0.000 %	100.000 %
6.12	100 %	82.826 %	17.174 %	100 %	0.000 %	100.000 %
3.06	100 %	83.386 %	16.614 %	100 %	0.000 %	100.000 %

IV.5.3.4.Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0.05	0.05
			1.10	**1.10**

IV.5.3.5.Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab 4.7 RPA99v2003] :

D'après le rapport du sol : Site S3

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3. Vérification de la force sismique V à la base.

4. Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7. Vérifications des déplacements inter-étage.

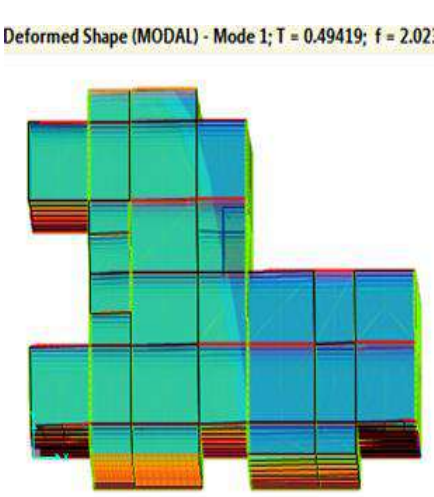
8. Vérification du cisaillement des éléments.

9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

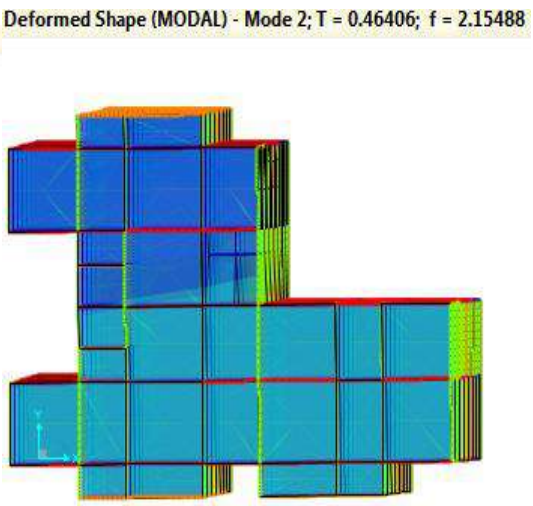
IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.8 :Vérification de comportement des trois premiers modes

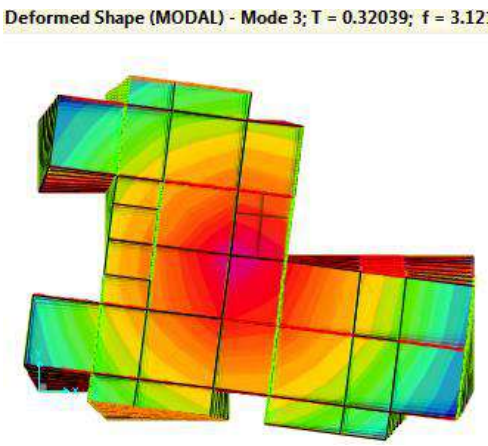
Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0,494	1,95%	66,22%	0,16%	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0,464	67,41%	1,99%	0,10%	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0,320	0,18%	0,07%	67,22%	Rotation autour l'axe Z



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Le 1er mode donne une translation suivant l'axe X car ce le sens de faible rigidité$\sum Kx < \sum Ky$.

Le 2eme mode donne une translation suivant l'axe Y car le sens de forte rigidité$\sum Kx < \sum Ky$.

Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure, est la position de la cage d'escalier.

IV.6.2.Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.9 :vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0,494	1,95%	66,22%	0,16%	1,95%	66,22%	0,16%
Mode 2	0,464	67,41%	1,99%	0,10%	69,36%	68,21%	0,26%
Mode 3	0,320	0,18%	0,07%	67,22%	69,54%	68,27%	67,49%
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
Mode 40	0,059	0,06%	0,27%	0,00%	93,68%	90,07%	88,77%
$\sum$ T	3,933 s						

La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 40eme mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 40eme mode

Le mode retenu = 40 mode

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 40 : T=3,933 s

On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y car ce le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$ (plus souple que l'autre sens)

IV.6.3.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3 RPA99v2003] :

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

$$V_x = \frac{A.\,Dx.\,Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.\,Dy.\,Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \ge 3.0s \end{cases} \text{……. [Art 4.2.3.(4.2) RPA99v2003]}$$

T2 = 0,5 s, (site S3) ……. [Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % (remplissage dense) → η = 0,882 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

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

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 24.48\ m \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 27.37\ m \\ Dy = 20.18\ m \\ h_n = 24.48\ m \end{cases}$$

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.550\ s$$

$$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.421s \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.490s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par

Donc :

T= 0.421s

$D = 2.5\eta = 2.205 \dots \dots \dots 0 \leq 0.421 \leq 0.50$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.10 ; Q_y=1.10

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W=32437.049

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.10}{3.5} \times 32437.049 = 5619.72 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.10}{3.5} \times 32437.049 = 5619.72 \text{KN}$$

Tableau IV.10 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge statique (KN)	**Charge dynamique (KN)**	**Ed/V**	**Vérification**
Suivant x	5619.72	4093,999	0,729	Non Vérifiée
Suivant y	5619.72	3713,816	0,661	Non Vérifiée

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8 \times V}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.098$

$\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.211$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 4495{,}775 \ \ KN \\ E_{dy} = 4495{,}775 \ KN \end{cases}$

Vérification :

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

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	5619.72	4495,775	0.800	Vérifiée
Suivant y	5619.72	4495,775	0.800	Vérifiée

IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

IV.6.4.1.Le moment de renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i . F_{iy}$

$M_{Ry} = h_i . F_{ix}$

Avec :

- Fix ,Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

IV.6.4.1.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V= F_t+\sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07\ TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i: niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

Tableau IV.12 : les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (KN)	Wihi (KN.m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
24.48	3462.19	84754.41	959.46	916.34
21.42	3575.21	76581.00	866.93	827.97
18.36	3629.29	66633.76	754.33	720.42
15.30	3662.03	56029.06	634.28	605.77
12.24	3662.03	44823.25	507.42	484.61
9.18	3699.28	33959.39	384.44	367.16
6.12	3737.05	22870.75	258.91	247.27
3.06	3737.05	11435.37	129.45	123.64

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.13 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
24.48	959.46	916.34	23487.57	22431.91
21.42	866.93	827.97	18569.70	17735.07
18.36	754.33	720.42	13849.42	13226.95
15.30	634.28	605.77	9704.41	9268.24
12.24	507.42	484.61	6210.82	5931.67
9.18	384.44	367.16	3529.12	3370.51
6.12	258.91	247.27	1584.51	1513.30
3.06	129.45	123.64	396.13	378.32
		$\sum M_R$	**77331.68**	**73855.97**

IV.6.4.2.Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_{Gy}$ et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Avec :

- XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.14 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
24.48	3462.19	12.156	6.934	49470.349	28218.772
21.42	3575.21	12.201	6.841	53595.942	30050.802
18.36	3629.29	12.216	6.850	54583.115	30606.937
15.30	3662.03	12.218	6.851	54885.027	30775.685
12.24	3662.03	12.218	6.851	56913.215	31918.699
9.18	3699.28	12.219	6.853	57158.563	32057.258
6.12	3737.05	12.221	6.855	57900.458	32477.509
3.06	3737.05	12.221	6.855	74386.306	41724.746
			$\sum M_R$	**458892.975**	**257830.408**

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.15 : Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
77331.68	**73855.97**	**458892.975**	**257830.408**	**5.93**	**3.49**	Vérifiée

Commentaire :

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

IV.6.5.Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

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

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

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0.01h

Suivant X :

Tableau IV.16 :Vérification des déplacements inter-étage suivant x

	DEPLACEMENT					
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification
24.48	1.59	3.5	5.57	0.81	3.06	Vérifiée
21.42	1.36	3.5	4.76	0.80	3.06	Vérifiée
18.36	1.13	3.5	3.96	0.88	3.06	Vérifiée
15.30	0.88	3.5	3.08	0.84	3.06	Vérifiée
12.24	0.64	3.5	2.24	0.77	3.06	Vérifiée
9.18	0.42	3.5	1.47	0.66	3.06	Vérifiée
6.12	0.23	3.5	0.81	0.53	3.06	Vérifiée
3.06	0.08	3.5	0.28	0.28	3.06	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

	DEPLACEMENT					
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification
24.48	1.74	3.5	6.09	0.91	3.06	Vérifiée
21.42	1.48	3.5	5.18	0.91	3.06	Vérifiée
18.36	1.22	3.5	4.27	0.94	3.06	Vérifiée
15.30	0.95	3.5	3.33	0.91	3.06	Vérifiée
12.24	0.69	3.5	2.42	0.84	3.06	Vérifiée
9.18	0.45	3.5	1.58	0.70	3.06	Vérifiée
6.12	0.25	3.5	0.88	0.56	3.06	Vérifiée
3.06	0.09	3.5	0.32	0.32	3.06	Vérifiée

IV.6.6.Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.18:Vérification des déplacements en tête

	δek (cm)	R	δk (cm)	δ adm (cm)	Vérification
δx	1.59	3.5	5.57	9.792	Vérifiée
δy	1.74	3.5	6.09	9.792	Vérifiée

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles

IV.6.7.Vérification de cisaillement des éléments :

IV.6.7.1.Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV.19 :Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	h(cm)	T (KN)	Combinaison	position	ϒb	τ_{max}(Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30x40	30	40	115,961	ELU	intermédiaire	1,5	1,031	3,33	Vérifiée
PS 30x35	30	35	50,098	ACC	intermédiaire	1,15	0,514	4,35	Vérifiée
PPL 25x30	25	30	39,05	ACC	intermédiaire	1,15	0,568	4,35	Vérifiée

IV.6.7.2.Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement R=3.5.

IV.6.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

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

Les nouvelles sections :

Tableau IV.20 :la nouvelle section choisis

Niveau	Section	
	b (cm)	h (cm)
7eme étage	40	40
6eme étage	40	40
5eme étage	45	45
4eme étage	45	45
3eme étage	45	45
2eme étage	50	50
1er étage	50	50
RDC	50	50

Vérification :

Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

		N_d (KN)	Bc(cm^2)	Combinaison	υ	$\upsilon \leq 0.3$
POT 50X50	Suivant x	1680.659	230400	G+Q+EdX	0.292	Vérifiée
	Suivant y	1510.909	230400	G+Q+EdY	0.262	Vérifiée

IV.6.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

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

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Pk : 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 du1° ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

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

Suivant X : **Tableau IV.22 :**Vérification l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
24.48	306	3462.19	0.81	973.899	9.41E-03	Vérifiée
21.42	306	3575.21	0.80	1456.931	6.41E-03	Vérifiée
18.36	306	3629.29	0.88	1995.804	5.23E-03	Vérifiée
15.30	306	3662.03	0.84	2444.162	4.11E-03	Vérifiée
12.24	306	3662.03	0.77	2827.560	3.26E-03	Vérifiée
9.18	306	3699.28	0.66	3182.303	2.51E-03	Vérifiée
6.12	306	3737.05	0.53	3468.179	1.87E-03	Vérifiée
3.06	306	3737.05	0.28	3677.231	9.30E-04	Vérifiée

Suivant Y :

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

Niveau (m)	hk(cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	θky ≤ 0.1
24.48	306	3462.19	0.91	800.031	1.29E-02	Vérifiée
21.42	306	3575.21	0.91	1429.800	7.44E-03	Vérifiée
18.36	306	3629.29	0.94	1947.852	5.72E-03	Vérifiée
15.30	306	3662.03	0.91	2376.694	4.58E-03	Vérifiée
12.24	306	3662.03	0.84	2720.697	3.69E-03	Vérifiée
9.18	306	3699.28	0.70	3044.600	2.77E-03	Vérifiée
6.12	306	3737.05	0.56	3290.434	2.07E-03	Vérifiée
3.06	306	3737.05	0.32	3428.719	1.14E-03	Vérifiée

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis –a-vis de l'effet P-Δ.

CHPTRE V :

Ferraillage des éléments Résistants

V.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul de ferraillage, pour les différentes combinaisons de calcul :

- Les poutres seront calculées en flexion simple
- Les poteaux seront calculés en flexion composée
- Les voiles seront calculées soit en flexion composée pour les trumeaux et flexion simple ou traction/compression pour les linteaux.
- Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du CBA93 et RPA99 version 2003.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.1.Ferraillage longitudinales :

- **Rôle des armatures longitudinales :** sont disposées pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion en travée et en appuis
- **Combinaison de calcul :** à l'ELU (1.35G+1.5Q) et à l'ACC (0.8G+E, G+Q+E)
- **Vérification des contraintes à l'ELS :** Toujours on vérifiée a l'ELS le cas le plus défavorable dans la durée de vie des structures ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$,$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma'_s \leq \overline{\sigma_s}$).

Sections minimales et maximales :

- **RPA2003 ART 7.5.2.1:**

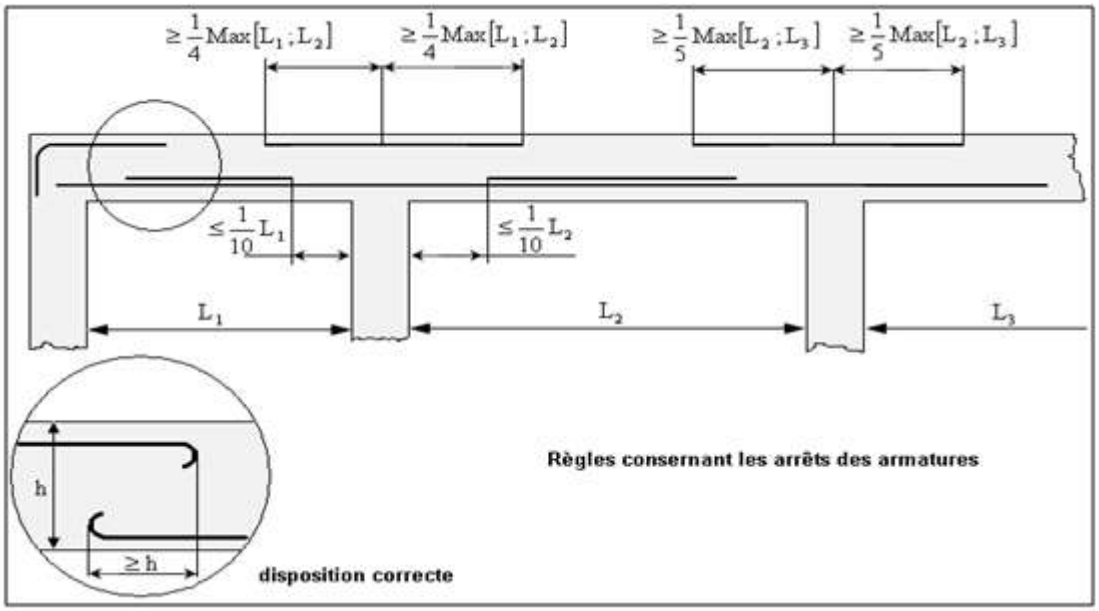
$$\begin{cases} 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 4\% & \text{au niveau de la zone courante} \\ 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 6\% & \text{au niveau de la zone de recouvrement} \end{cases}$$

- **CBA93 ART B.6.4:**

$$\text{Section tendu } A_{tmin} = 0.1\%.b.h\ (cm^2)$$

Longueur minimale de recouvrement : $\begin{cases} 40\emptyset \text{ max} & \text{en zone I , IIa, IIb} \\ 50\emptyset \text{ max} & \text{en zone III} \end{cases}$

Les longueurs des chapeaux : les chapeaux sont toujours dans les zones tendus en travée et en appuis



.Les matériaux et les données de calcul :

Tableau V.1 : les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
$\boldsymbol{\gamma b = 1,5}$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\boldsymbol{\gamma s = 1}$
$\sigma b =$ 25 Mpa	**FeE 400**	**$\sigma b =$ 25Mpa**	**FeE 400**

V.2.1.2.Ferraillage Transversales :

Rôle des armatures transversales : sont disposées pour équilibrer les contraintes de cisaillement due aux efforts tranchant

La quantité de ferraillage: $A_t = \frac{T_{max}\gamma_s}{Fe}$

Sections minimales : La quantité d'armatures transversales minimales est données par

$$A_{tmin} = 0.003 S_{tmin} .b$$

S_{tmin} : Espacements entre deux cadres successifs, il est donnée par :

$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right]$ **Zone nodale**

$S_t \leq \frac{h}{2}$ **Zone courante**

La valeur du diamètre ∅ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamétre utilisé.

❖ Calcul de ferraillage :

Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC :

➢ Les poutres

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres

L'élément	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A cal (cm^2)	A choisies (cm^2)
PP (30x40)	Travée	65.93	1.35G+1.5Q	4.7	3HA12+3ChHA12=6.79
	Appui	-103.47	G+Q+Edx	6.4	3HA12+3ChHA14=8.01
PS (30x35)	Travée	55.63	1.35G+1.5Q	3.8	3HA12+3ChHA12=6.79
	Appui	-63.27	G+Q++Edy	5.2	3HA12+3ChHA12=6.79

1-1.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

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

L'élément	Position	M_{ser} (KN.m)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma'_s}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ (MPa)
PP (30x40)	Travée	36.11	6.79	3.39	4.0	137.9	48.4	15	201.63
	Appui	-55.99	8.01	3.79	5.9	181.1	72.9	15	201.63
PS (30x35)	Travée	16.17	2.76	5.39	3.45	101.67	38.42	15	201.63
	Appui	-21.64	3.39	6.79	3.7	109.4	42.4	15	201.63

1-2.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau V.4 : vérification de ferraillage des poutres avec les règlements

L'élément	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
PP 30x40	Travée	3HA12+3ChHA12=6.79	6.75	1.35	Vérifier
	Appui	3HA12+3ChHA14=8.01			
PS 30x35	Travée	3HA12+3ChHA12=6.793 HA12+3ChHA12=6.79	5.25	1.05	Vérifier
	Appui	3HA12+3ChHA12=6.79			

1-3.Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sectionsd'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.5 : Calcul des armatures transversales des poutres

		CBA93		**RPA99v2003**			**St adopté**		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm^2)	Stn (cm)	Stc (cm)	At (cm^2)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm^2) choisie
PP 30x40	0.873	15	2.01	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS30x35	0.472	15	2.01	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

1-4.Vérification de la flèche

Tableau V.6 : Vérification de la flèche des poutres

Elément	**Mt ser (kN.m)**	**At_{s1} (cm^2)**	**At_{s2} (cm^2)**	**L (m)**	**f_i (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$f_i < f_{adm}$**
PP 30x40	36.11	6.79	3.39	4.7	2.7	9.4	Vérifier

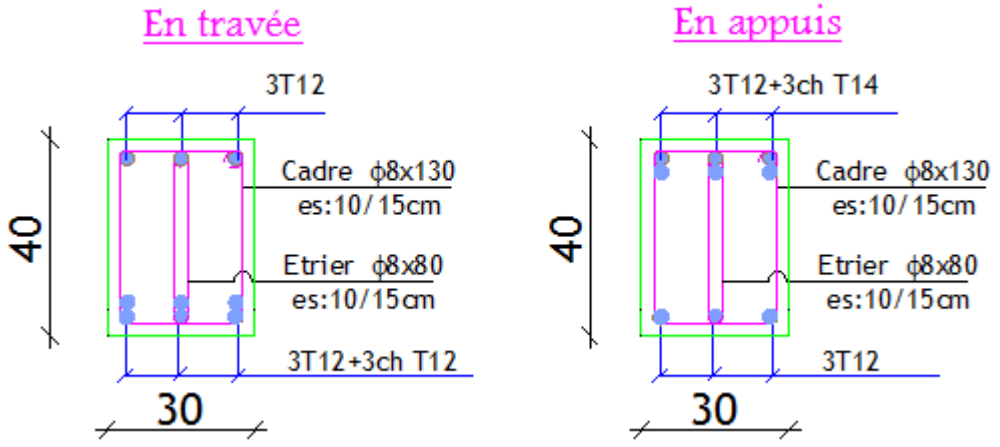


Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales (30x40)

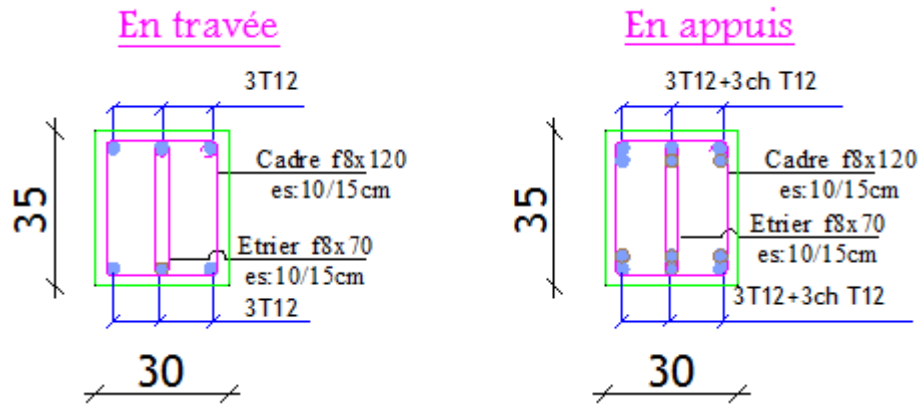


Figure V.2 : Ferraillage des poutres secondaire (30x35)

V.3.Ferraillages des poteaux :

Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,9% en zone III

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Leur diamètre minimal et de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est :

- 40 Φ en zone I, IIa.
- 50 Φ en zone IIb, III.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I, IIa.
- 20 cm en zone IIb, III.

Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

a- l'ELU :

Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
pot 50x50	Nmin → Mcorr	/	/	/	/	/	/	22.50	12HA16 =24.13
	Mmax → Ncorr	ELU	1596.83	-35.97	18.35	2.5	1.5		
	Nmax → Mcorr	ELU	1851.60	12.14	-6.42	2.5	1.5		
pot 45x45	Nmin → Mcorr	/	/	/	/	/	/	18.22	12HA 16 =24.13
	Mmax → Ncorr	ELU	953.06	36.73	32.05	2.5	1.5		
	Nmax→ Mcorr	ELU	1116.40	32.02	-13.07	2.5	1.5		
pot 40x40	Nmin → Mcorr	/	/	/	/	/	/	14.40	8HA16 =16.08
	Mmax → Ncorr	ELU	333.58	-33.63	35.57	2.5	1.5		
	Nmax→ Mcorr	ELU	415.70	31.99	-10.10	2.5	1.5		

b-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.8 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Cas	comb	N (KN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Aadoptée (cm2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
pot 40x40	Nmax → Mcorr	ELS	1354.96	8.88	-4.60	22.50	5.7	/	15	201.63
	Mmax → Ncorr	ELS	1089.86	24.75	11.57		4.7	69.7		
	Nmin → Mcorr	/	/	/	/		/	/		
pot 45x45	Nmax → Mcorr	ELS	816.90	23.45	-9.45	22.50	4.7	/	15	201.63
	Mmax → Ncorr	ELS	771.15	-29.29	9.09		4.6	65.9		
	Nmin → Mcorr	/	/	/	/		/	/		
pot 50x50	Nmax → Mcorr	ELS	304.26	23.43	-7.82	16.08	4.7	/	15	201.63
	Mmax → Ncorr	ELS	243.38	24.13	25.93		2.4	33.1		
	Nmin → Mcorr	/	/	/	/		/	/		

c-Déterminations des armatures transversales :

Les efforts tranchant dans les poteaux est nulle donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, on prend Φt=4T8=2.01cm² avec un espacement St = 15cm en zone courant et St=10 cm en zone nodale.

Tableau V.9: Les armatures transversales dans les poteaux

Section	ZN (cm)	Zc(cm)	Ø (mm)	At (cm²)
50×50	10	**15**	**8**	**4HA8=2.01**
45×45	10	**15**	**8**	**4HA8=2.01**
40×40	10	**15**	**8**	**4HA8=2.01**

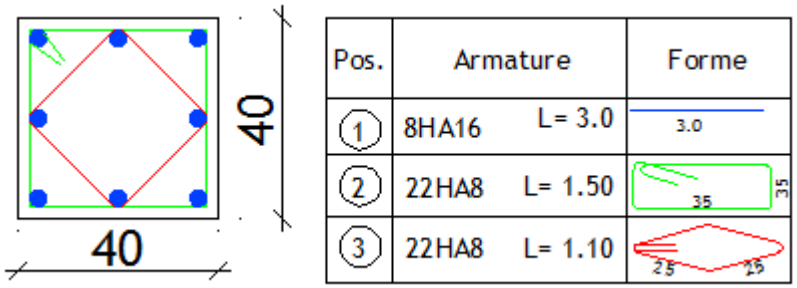


Figure V.3 : Ferraillage des poteaux (40x40)

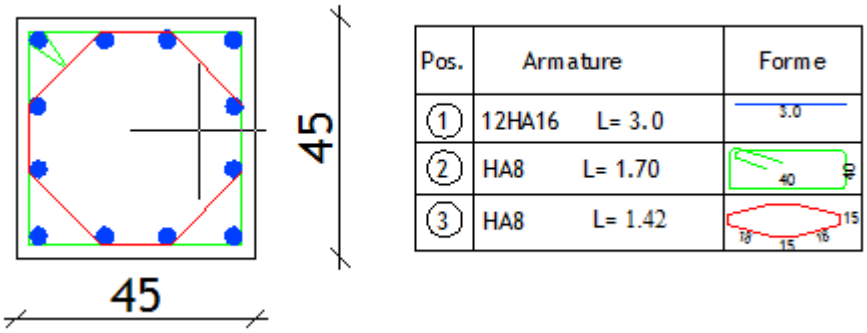


Figure V.4 : Ferraillage des poteaux (45x45)

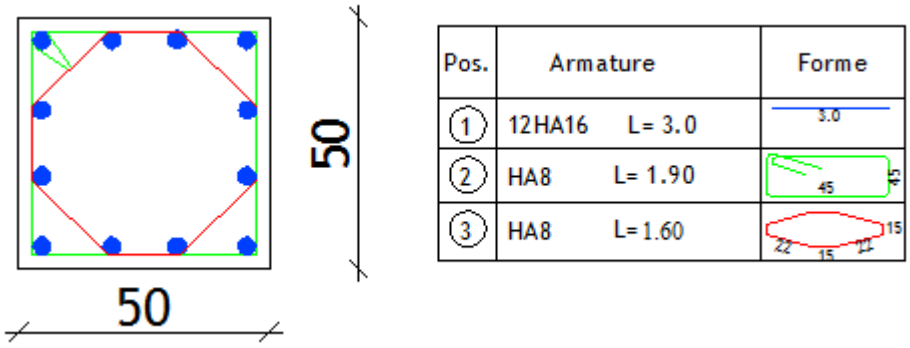


Figure V.5: Ferraillage des poteaux (50x50)

V.4.Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

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

1-1.Les voiles pleins :

1. Recommandation du RPA99v2003

- **Armatures verticales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**
- **Armatures horizontales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**

a-Armatures verticales :

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

Tableau V.10 :calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC 1er 2ème étage	V_1	385x15	2012.27	3799.04	16	16	15	2×(26HA10=20.42)
	V_2	295x15	1881.76	2659.69	13	13	15	2× (20HA10=15.71)
3ème 4ème 5ème étage	V_1	390x15	1376.73	1627.78	16.2	16.2	15	2×(26HA10=20.42)
	V_2	300x15	1036.23	866.59	12.6	12.6	15	2×(20HA10=15.71)
6ème 7ème étage	V_1	395x15	508.52	337.60	16.4	16.4	15	2× (26HA10=20.42)
	V_2	305x15	384.17	107.14	13.40	13.40	15	2×(20HA10=15.71)

Tableau V.11 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	A_{Min} CBA(cm^2)	Vérification
RDC-1er 2ème étage	V_1	385×15	20.41	8.66	5.77	Vérifiée
	V_2	295×15	15.71	6.63	4.42	Vérifiée
3ème 4ème 5ème étage	V_1	390×15	20.41	8.77	4.63	Vérifiée
	$V_{2'}$	300×15	15.71	6.75	4.50	Vérifiée
6ème 7ème étage	V_1	395×15	20.41	8.88	5.92	Vérifiée
	$V_{2'}$	305×15	15.71	6.86	4.57	Vérifiée

1-2.Vérification des armatures à ELS :

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 Mser :

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

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.12 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
V_1	385×15	1042.9	14.07	20.42	20.42	1.7	24.9	15	201.63
V_2	295×15	1059.5	28.27	15.71	15.71	2.3	33.9	15	201.63

1-3.Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.13 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

Niveau	Voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V_1	2.70	15	822.37	2.25	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_2	2.70	15	705.88	1.41	5	15	2x (18HA10=14.14)

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.14 : diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles$\emptyset_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

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 m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

1-4.Ferraillage des voiles avec ouverture :

- Les trumeaux

➢ Armatures verticales :

Tableau. V.15 : calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC 1er 2ème étage	V_5	145x15	1607.45	785.75	6.4	6.4	15	2x (10HA10=7.85)
	V_6	160x15	1875.36	982.41	7	7	15	2x (11HA10=8.46)
3ème 4ème 5ème étage	V_5	150x15	829.97	462.67	6.6	6.6	15	2x (10HA10=7.85)
	V_6	165x15	964.43	181.40	7.2	7.2	15	2x (11HA10=8.46)
6ème 7ème étage	V_5	155x15	270.74	134.72	6.8	6.8	15	2x (11HA10=8.46)
	V_6	170x15	316.28	90.35	7.4	7.4	15	2x (11HA10=8.46)

1-.5.Vérification des armatures à ELS :

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 Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau. V.16: Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
V_5	145x15	647.84	54.19	7.85	7.85	3.5	51.8	15	201.63
V_6	160x15	739.76	65.69	8.46	8.46	3.6	53.3	15	201.63

- Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux:

Tableau. V.17: Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	Voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V_5	2.70	15	531.45	1.31	5	15	2x (20HA10=31.42)
	V_6	2.70	15	487.16	1.33	5	15	2x (20HA10=31.42)

- Les linteaux :

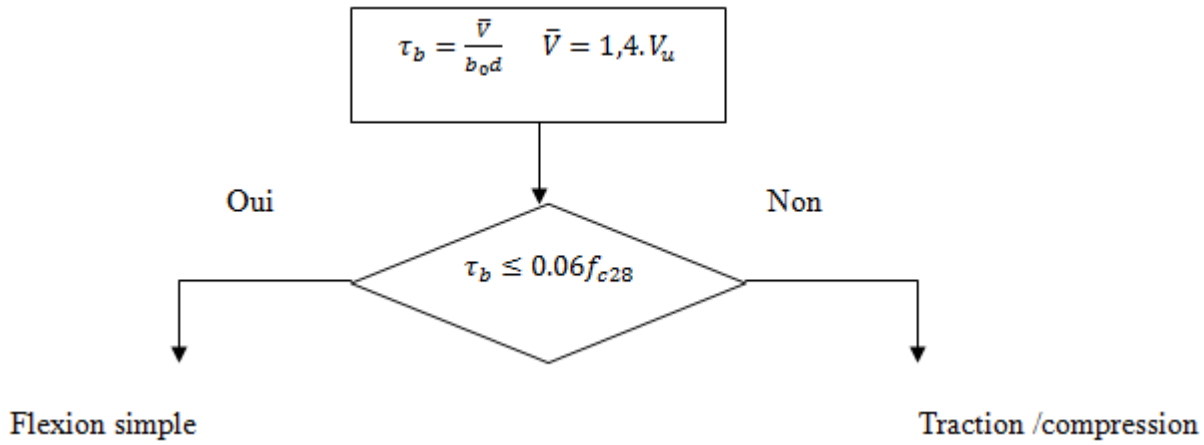
Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- Recommandation du RPA99v2003 :

- **Premiers cas ($\tau b \leq 0.06 fc28$) :[Art 7.7.3.1RPA99v2003]**
- **Deuxième cas ($\tau b > 0.06 fc28$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003]**
- **Ferraillage minimal :[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

1.1.1.1 Ferraillage des linteaux :



- **Voile V5 (sens-X)**

Tableau. V.18: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC-1ème	15	166	140	591.74	3.70	430.18	Traction/compression
1ème-2ème	15	166	140	553.69	3.46	418.53	Traction/compression
2ème- 3ème	15	166	140	477.63	3.98	378.28	Traction/compression
3ème-4ème	15	166	140	403.35	2.52	331.33	Traction/compression
4ème-5ème	15	166	140	296.43	1.85	261.11	Traction/compression
5ème-6ème	15	166	140	195.02	1.22	196.44	Flexion simple
6ème-7ème	15	166	140	80.48	0.50	123.82	Flexion simple
8ème	15	166	140	61.25	0.84	36.26	Flexion simple

Tableau. V.19: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5)

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC 1ème	9.10	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
1ème 2ème	9.05	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
2ème 3ème	7.81	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
3ème 4ème	6.60	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
4ème 5ème	3.74	3.74	0.56	4.98	10	2x(2HA14) =6.16	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
5ème 6ème	/	4.25	0.56	/	10	/	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	/
6ème 7ème	/	2.66	0.56	/	10	/	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	/
8ème	/	0.78	0.56	/	10	/	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	/

- **Voile V6 (sens-Y)**

Tableau. V.20 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V6)

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC-1ème	15	166	140	641.71	3.95	451.41	Traction/compression
1ème-2ème	15	166	140	627.01	3.92	440.39	Traction/compression
2ème- 3ème	15	166	140	589.42	3.68	410.57	Traction/compression
3ème-4ème	15	166	140	529.20	3.31	374.13	Traction/compression
4ème-5ème	15	166	140	427.57	2.67	300.99	Traction/compression
5ème-6ème	15	166	140	321.92	2.01	223.64	Traction/compression
6ème-7ème	15	166	140	216.13	1.35	158.39	Flexion simple
8ème	15	166	140	60.13	0.82	60.13	Flexion simple

Tableau. V.21: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V6)

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC **1ème**	9.50	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
1ème **2ème**	9.25	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
2ème **3ème**	8.64	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
3ème **4ème**	7.65	3.74	0.56	4.98	10	2x(3HA14) =9.24	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
4ème **5ème**	5.99	3.74	0.56	4.98	10	2x(2HA14) =6.16	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
5ème **6ème**	3.44	3.74	0.56	4.98	10	2x(2HA14) =6.16	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	2x(5HA10) =7.85
6ème **7ème**	/	3.44	0.56	/	10	/	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	/
8ème	/	1.99	0.56	/	10	/	2x(4HA12) =9.05	2x(14HA10) =22	/

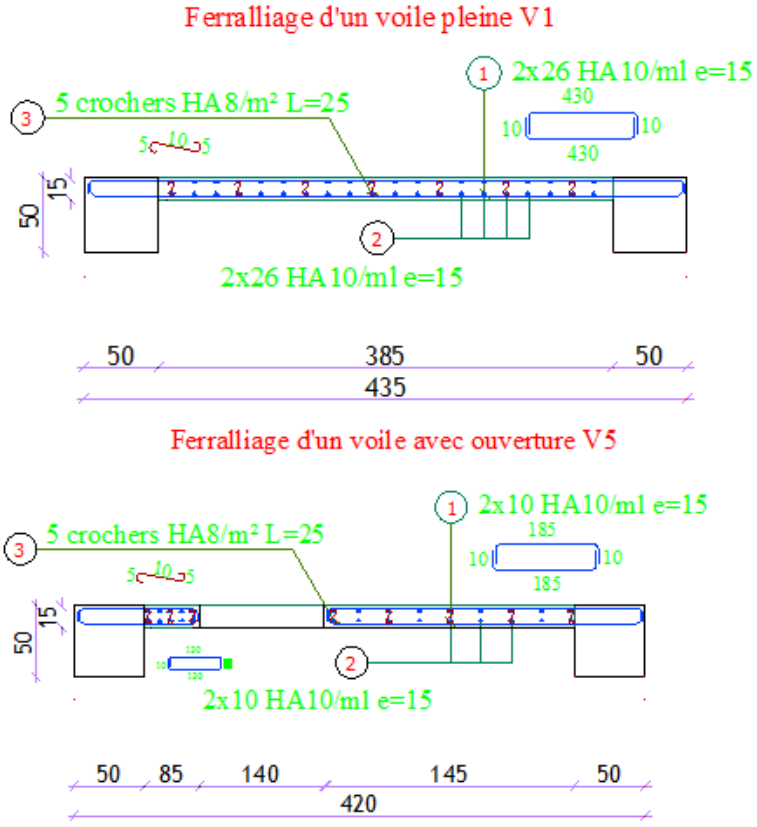


Figure V-6: Ferraillage des voiles

CHPTRE VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1 INTRODUCTION :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les 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).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

Pour ne pas perdre la laitance du béton, la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2 FONDATIONS SUPERFICIELLES:

Elle de composent de semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles elles peuvent être :

1- Des semelles isolées sous poteaux isolées

Des semelles filantes sous murs (voiles)

Des semelles filantes sous plusieurs poteaux

Des radiers.

VI.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

Type d'ouvrage à construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portante du terrain de fondation.

L'exigence économique.

La facilité de réalisation.

La distance entre axes des poteaux.

VI.4 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a opté pour les informations suivantes pour étudier les fondations de notre structure.

Notre structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1**.5 bar** pour une profondeur d'ancrage de **2.00 m** par rapport au niveau du RDC.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5 LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE :

A l'ELS :

Le schéma suivant présente les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

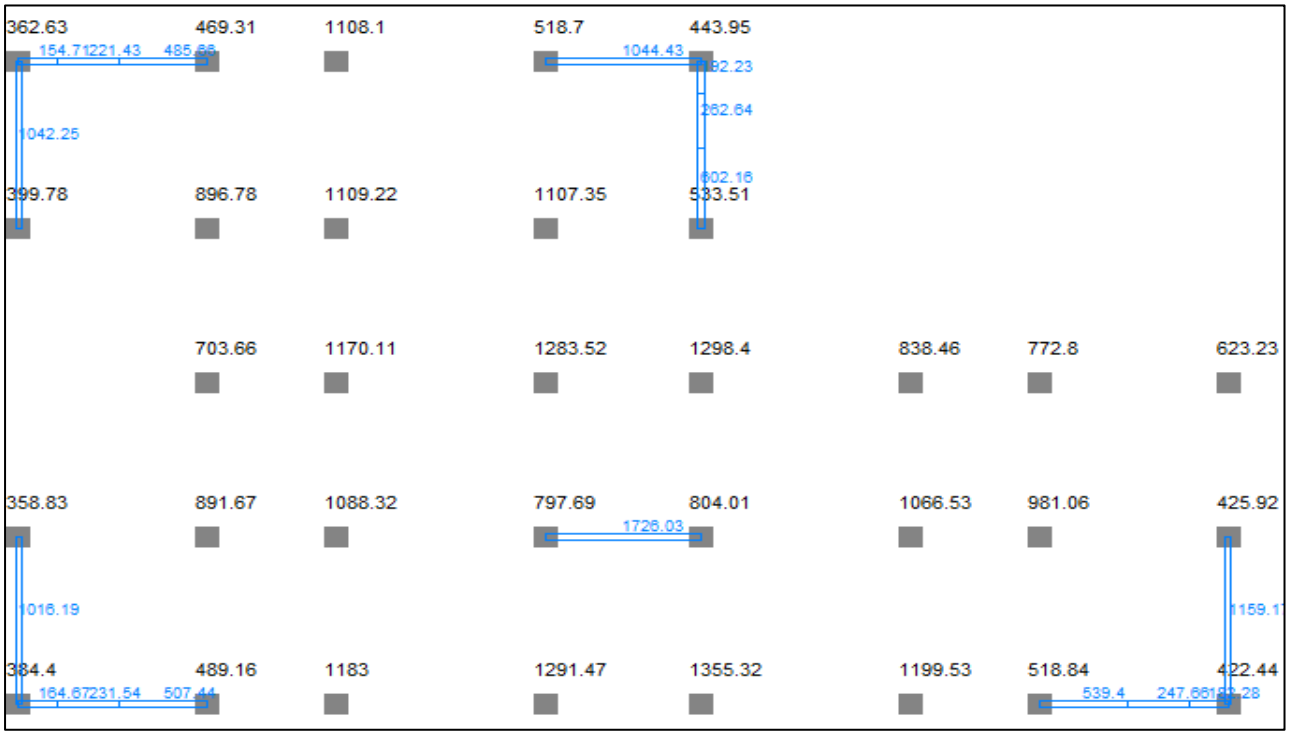


Figure 6-1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6 CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :

VI.6.1 Dimensionnement des semelles isolées :

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 6 -1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	Nser (KN)	Ma (KN.m)	Mb (KN.m)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h(cm)	h_{adop} (cm)
Si-1	1355.32	4.67	8.86	0.15	3.55	3.55	3.6	3.6	80	80
Si-2	1298.4	0.42	1.87		3.48	3.48				
Si-3	1291.47	4.22	10.38		3.48	3.48				
Si-4	1283.52	0.74	2.59		3.48	3.48				
Si-5	1199.53	6.1	12.29		3.36	3.36				
Si-6	1109.22	2.23	4.96		3.22	3.22	3.4	3.4	75	75
Si-7	981.06	0.33	2.04		3.02	3.02	3.2	3.2	70	70
Si-8	896.78	0.76	1.34		2.88	2.88	3.0	3.0	65	65

Avec :
A, B : longueur et largeur de la semelle

a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS

C : enrobage =3 cm

VI.6.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

- Suivant A :

$$e_{0A} = \left(\frac{M_A}{N}\right) \leq \frac{A}{6}$$

$$\sigma 1 = \frac{N}{A \times B}\left(1 - \frac{6 \times e_{0b}}{A}\right) \sigma 2 = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{6 \times e_{0b}}{A}\right)$$

$$\sigma m = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{A}\right) \leq \sigma_{sol}$$

Tableau 6-2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS suivant A

Semelle	N_{ser} (KN)	Ma (KN.m)	P_{total} (KN)	e_{0a} (m)	$б_1$ (MPA)	$б_2$ (MPA)	$б_m$ (MPA)	$б_{sol}$ (MPA)	$б_{cal}$<=$б_{Sol}$
Si-1	1355.32	4.67	1904.3	0.0034	0.146	0.148	0.147	0.15	Vérifiée
Si-2	1298.4	0.42	1847.385	0.0003	0.142	0.143	0.143		Vérifiée
Si-3	1291.47	4.22	1840.455	0.0033	0.141	0.143	0.142		Vérifiée
Si-4	1283.52	0.74	1832.505	0.0006	0.141	0.141	0.141		Vérifiée
Si-5	1199.53	6.1	1744.291	0.0051	0.133	0.136	0.135		Vérifiée
Si-6	1109.22	2.23	1591.788	0.0020	0.137	0.138	0.138		Vérifiée
Si-7	981.06	0.33	1406.126	0.0003	0.137	0.137	0.137		Vérifiée
Si-8	896.78	0.76	1268.293	0.0008	0.141	0.141	0.141		Vérifiée

- Suivant B :

$$e_{0b} = \left(\frac{M_b}{N}\right) \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma 1 = \frac{N}{A \times B}\left(1 - \frac{6 \times e_{0b}}{B}\right) \sigma 2 = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{6 \times e_{0b}}{B}\right)$$

$$\sigma m = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$$

Tableau 6-3 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS suivant B

Semelle	N_{ser} (KN)	Mb (KN.m)	P_{total} (KN)	e_{0b}(m)	$б_1$ (MPA)	$б_2$ (MPA)	$б_m$ (MPA)	$б_{sol}$ (MPA)	$б_{cal}$<=$б_{Sol}$
Si-1	1355.32	8.86	1904.3	0.0065	0.146	0.148	0.148	0.15	Vérifiée
Si-2	1298.4	1.87	1847.385	0.0014	0.142	0.143	0.143		Vérifiée
Si-3	1291.47	10.38	1840.455	0.0080	0.141	0.143	0.143		Vérifiée
Si-4	1283.52	2.59	1832.505	0.0020	0.141	0.142	0.142		Vérifiée
Si-5	1199.53	12.29	1744.291	0.0102	0.134	0.135	0.135		Vérifiée
Si-6	1109.22	4.96	1591.788	0.0045	0.137	0.138	0.138		Vérifiée
Si-7	981.06	2.04	1406.126	0.0021	0.137	0.138	0.138		Vérifiée
Si-8	896.78	1.34	1268.293	0.0015	0.141	0.141	0.141		Vérifiée

D'après la figure ci-dessous, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles isoles, donc onpasse à l'étude des semelles filantes.

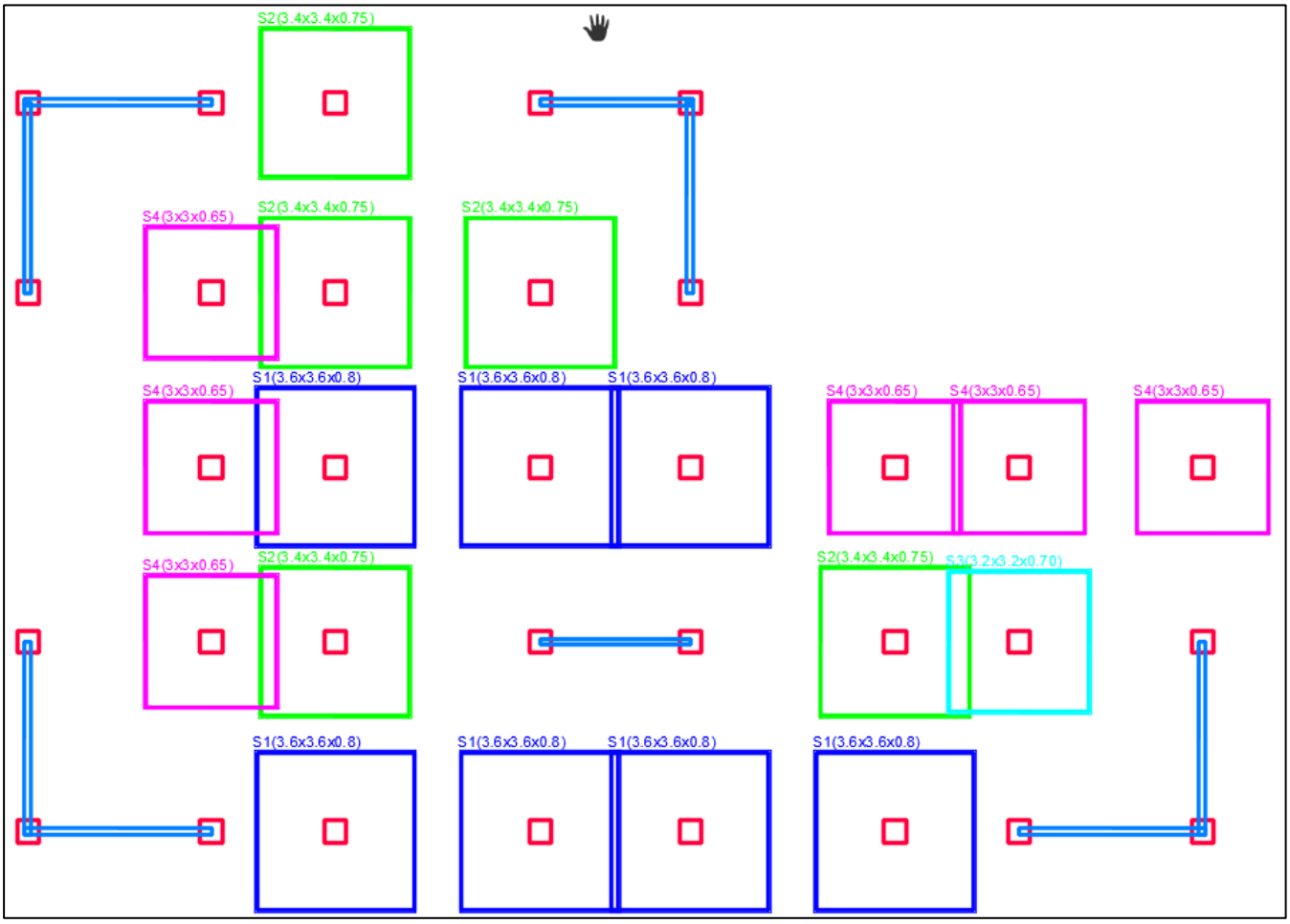


Figure 6-2 : le choix des semelles isolés

VI.7 CALCUL DES SEMELLES FILANTES :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

Bon enrobage des armatures.

Non poinçonnement.

VI.7.1 Dimensionnement des semelles filantes :

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

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau 6-4 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (MPA)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
Sf-1	25.25	6690.18	0.15	2.32	2.40	0.505	0.55
Sf-2	7.40	2034.19		2.39	2.40	0.505	0.55
Sf-3	7.40	1804.66		2.18	2.40	0.505	0.55
Sf-4	17.61	4064.64		2.25	3.00	0.655	0.7
Sf-5	17.61	4808.93		2.53	3.00	0.655	0.7
Sf-6	7.40	2007.53		2.37	2.40	0.505	0.55
Sf-7	7.40	1759.42		2.14	2.40	0.505	0.55
Sf-8	29.37	8723.15		2.69	3.00	0.655	0.7
Sf-9	29.37	8140.06		2.56	3.00	0.655	0.7

1.1 Dimensionnement de la poutre de libage :

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

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Avec :

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

L : La plus grande travée dans la fille

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

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

hp : la hauteur de la poutre de libage

Tableau 6-5 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B(m)	Lmax(m)	$hp_{calculé}$(m)	$hp_{adopté}$ (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
Poutrede libage	0.50	4.20	0.578	0.80	5.37	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : 50x80 cm²

VI.7.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage} + P_{amorce\ pot}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau 6-6 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N_{ser}(KN)	$P_{semelle}$(KN)	$P_{remblais}$(KN)	$P_{amorc\ pot}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	$S_f(m^2)$	σ(Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	25.25	6690.18	833.25	1188.83	50.31	40.78	60.6	0.145	0.15	Vérifiée
Sf-2	7.4	2034.19	244.2	348.64	14.38	12.00	1.212	0.149		Vérifiée
Sf-3	7.4	1804.66	244.2	348.64	14.38	12.00	1.212	0.136		Vérifiée
Sf-4	17.61	4064.64	924.525	928.44	31.25	0.00	1.965	0.113		Vérifiée
Sf-5	17.61	4808.93	924.525	928.44	31.25	0.00	1.965	0.127		Vérifiée
Sf-6	7.4	2007.53	244.2	348.64	14.38	12.00	1.212	0.148		Vérifiée
Sf-7	7.4	1759.42	244.2	348.64	14.38	12.00	1.212	0.134		Vérifiée
Sf-8	29.37	8723.15	1541.92	1549.98	50.00	0.00	1.965	0.135		Vérifiée
Sf-9	29.37	8140.06	1541.92	1549.98	50.00	0.00	1.965	0.128		Vérifiée

Le choix final des semelles s'illustrer dans la figure suivante

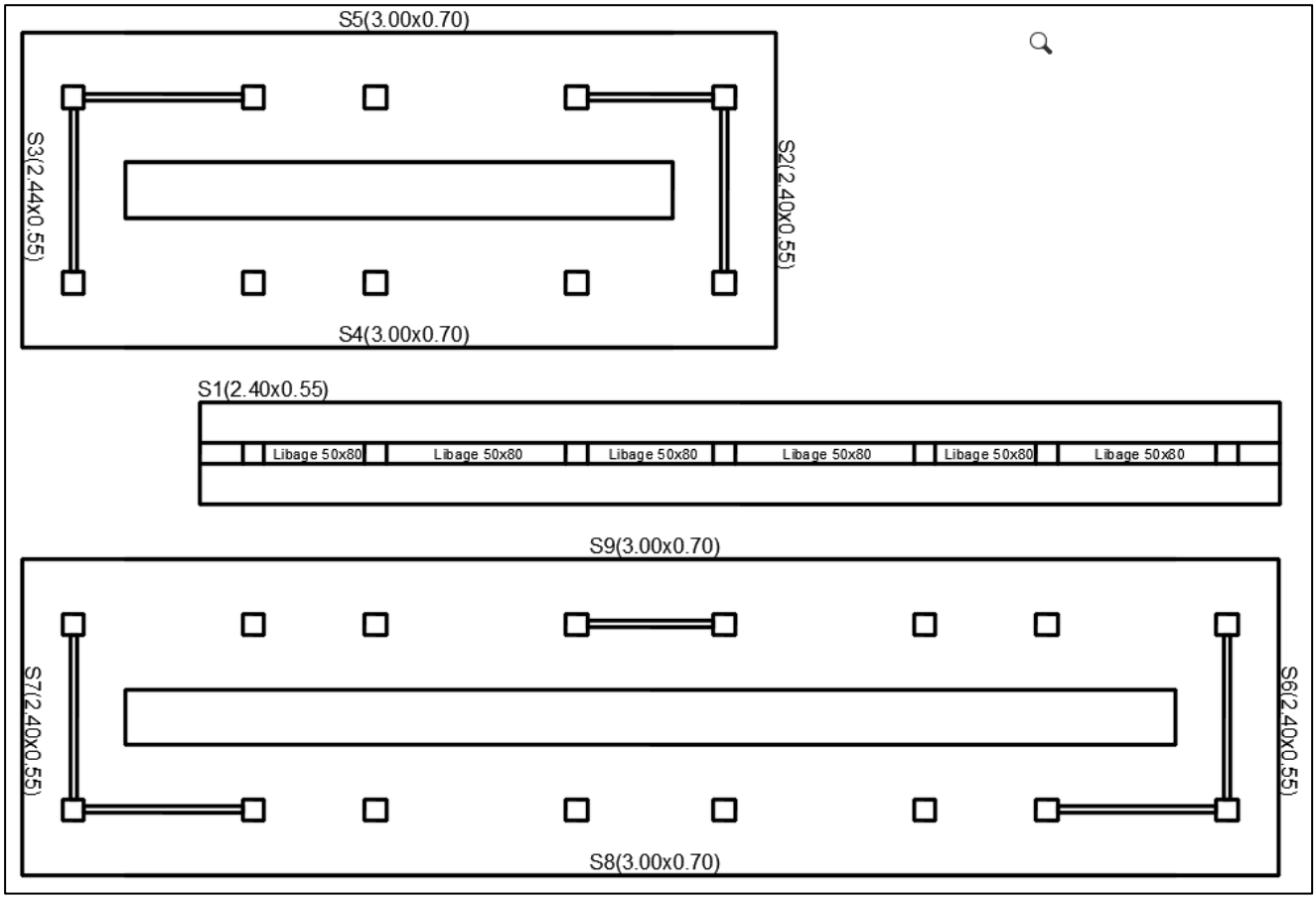


Figure 6-4 : le choix final des semelles

VI.8 FERRAILLAGEDES SEMELLES :

VI.8.1 Semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

Semelle filante (continue) sous un voile

VI.8.1.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

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

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_a = 37cm \\ d_b = 37cm \end{cases}$$

Tableau 6-7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(m)$	B(m)	$\frac{B}{6}(m)$	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(m)$	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_1	1780.75	2.54	0.0014	2.4	0.4	Diagramme trapézoïdal	0.133	vérifiée
SF_4	1521.8	6.85	0.0045	3	0.5		0.167	
SF_5	1520.13	16.22	0.0107	3	0.5		0.167	
SF_8	1852.1	12.11	0.0065	3	0.5		0.167	
SF_9	1492.92	6.31	0.0042	3	0.5		0.167	

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

Armatures principales :

Tableau 6-8 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	1780.75	2.54	4.7	2.4	23.41	24HA12=27.14	6HA12=6.79	20
SF_4	1521.8	6.85	3.78	3	20.49	19HA12=21.49		
SF_5	1520.13	16.22	3.78	3	20.59	19HA12=21.49		
SF_8	1852.1	12.11	4.7	3	24.99	24HA12=27.14		
SF_9	1492.92	6.31	3.78	3	20.09	19HA12=21.49		

Armature de repartions :

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B$$

Tableau 6-9 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Armature de repartions)

Semelle	A (m)	B (m)	$A_{b,\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)	$A_{b,\ rep}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	4.7	2.4	24HA12=27.14	20	16.44	17HA12=19.23	15
SF_4	3.78	3	19HA12=21.49		16.12	17HA12=19.23	20
SF_5	3.78	3	19HA12=21.49		16.12	17HA12=19.23	20
SF_8	4.7	3	24HA12=27.14		20.35	21HA12=23.75	15
SF_9	3.78	3	19HA12=21.49		16.12	17HA12=19.23	20

VI.8.1.2 Semelle filante (continue) sous voile :

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

Tableau 6-10 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(m)$	B (m)	$\frac{B}{6}(m)$	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF_2	374.64	55.43	0.148	2.4	0.4	Diagramme trapézoïdal
SF_3	369.08	14.55	0.039	2.4	0.4	
SF_5	483.21	18.18	0.038	3	0.5	
SF_6	411.01	19.17	0.047	2.4	0.4	
SF_7	360.1	28.65	0.080	2.4	0.4	
SF_8	357.2	50.31	0.141	3	0.5	
SF_9	801.62	3.58	0.004	3	0.5	

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau 6-11: Ferraillages des semelles filantes sous un voile

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)	$A_{a\ rep}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF_2	374.64	55.43	1	2.4	5.83	7HA12= 7.92	15	4.75	12HA12 =13.57	20
SF_3	369.08	14.55	1	2.4	5.08			4.75		
SF_6	411.01	19.17	1	2.4	5.71			4.75		
SF_7	360.1	28.65	1	2.4	5.20			4.75		
SF_5	483.21	18.18	1	3	6.72			4.75	15HA12 =16.96	
SF_8	357.2	50.31	1	3	5.46			5.94		
SF_9	801.62	3.58	1	3	10.79	11A12= 12.44	10	5.94		

VI.8.1.3 Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

Ni: la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{L}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{L}$$

Tableau 6-12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$(KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	9161.01	6690.18	659.65	261.33	220.94	25.25	412.05	301.43

Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau 6-13: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	-783.71	391.86	942.50	-572.93	286.47

La poutre de libage travaille en flexion simple :

1- A l'ELU :

Tableau 6-14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A1 (cm2)	A2 (cm2)	Choix
PL1	Travée	391.86	15.93	0.00	8HA16=16.08 cm²
	Appui	-783.71	0.00	32.66	8HA20+4HA16=33.18 cm²

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :[σb]= 15Mpa [σs]= 201.6Mpa

Tableau 6-15: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$,σ'_s Mpa
PL1	Travée	286.47	12.57	16.08	6.23	201.63	77.42	15	201.63
	Appui	-572.93	33.18	8.04	11.69	201.63	130.74	15	201.63

Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3x1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau 6-16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

				CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	T (KN)	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau u}$(Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PL1	942.50	2.44	2.5	10	2.62	10	15	2.47	10	15	4HA10= 3.14

VI.8.2 Longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ",La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à :

$$ls = \frac{\emptyset . f_e}{4 . \tau_s}$$

$ls \geq \frac{B}{4}$ ... ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

$ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau 6-17: Vérification longueur de scellement des semelles filantes

Semelle	**∅(mm)**	**L_s(cm)**	**B/8 (cm)**	**B/4 (cm)**	**Ancrage**
Sous poteau	12	42.86	30/37.5	60/75	Ancrage courbe
Sous voile	12	42.86			

VI.9 Vérification de la stabilité au renversement [Art 10.1.5 RPA99v2003] :

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

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right).$$

- Semelles filantes :

Tableau 6-18: Vérification stabilité au renversement des semelles filantes

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	9161.014	73.29	0.008	2.4	0.6	vérifiée
SF_2	2776.02	220.41	0.079	2.4	0.6	
SF_3	2460.49	62.01	0.025	2.4	0.6	
SF_4	5540.29	32.73	0.006	3	0.75	
SF_5	6567.53	78.81	0.012	3	0.75	
SF_6	2740.6	102.8	0.038	2.4	0.6	
SF_7	2400.43	134.87	0.056	2.4	0.6	
SF_8	11806.22	494.36	0.042	3	0.75	
SF_9	11152.24	92.04	0.008	3	0.75	

VI.10 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1RPA99V2003] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 cm x 30 cm

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

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

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x30 cm^2

α=10 (zone III,S3)

VI.10.1.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN \qquad \text{avec } \alpha = 10A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$$

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

Tableau 6-19: Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA(cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30x30	2324.73	232.47	6.68	6HA14=9.24	0.90	5.40	vérifiée

VI.10.1.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\,;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63Mpa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau 6-20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1697.34	169.734	9.24	183.69	201.63	Vérifiée

VI.10.1.3 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau 6-21: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St $_{adopté}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t choisie (cm^2)
30x30	0.305	10	0.30	10	15	1.35	10	15	4HA8=2.01

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos compréhensions en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes et les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Après cette expérience ; il convient de signaler que le travail en collaboration entre le spécialiste en génie civil et l'architecte dès le début de projet permet d'assurer une bonne conception parasismique; afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, on indique que le rôle principal d'un spécialiste en génie civil est de réduire le risque sismique pour minimiser les dégâts et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2015
- Microsoft office Excel 2007