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 :

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT (RDC+7 ETAGES+ENTRE-SOL) EN BETON ARME A USAGE D'HABITATION

Etudié par :
- KORIKECH Meriem
- AMAR SETTI Sabah

Encadré par :
-Mr KHELLADI Mohamed

Promotion Juin 2018

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق تحت الأرض، طابق أرضي وسبعة طوابق. ذات طابع سكني و الواقعة في بولاية المدية **و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم** IIb **من أجل ذالك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا RPA99 version 2003 للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية.**

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في **الجزائر CBA93 وRPA99.**

RESUME

- Ce projet consiste principalement à l'étude d'une structure (RDC+7+entre_sol) contreventée par voiles à usage d'habitation
- La structure est implantée à Médéa, zone de sismicité moyenne (zone IIb). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003.
- Le dimensionnement ainsi que le ferraillage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

ABSTRACT

- This project consists mainly in analysis of a structure (RDC7+1S/S) for Dwelling with shear walls.
- The structure is located in, Médéa, which is characterizing by a high seismic activity (zone IIb). The study is carrying out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).
- The structural elements dimension and their reinforcement were carrying out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93).

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mes frèr. Mohamed ;Hakim ;Abdel Kader ;haithem

A mes sœurs : Bachira ;Hanan ;Zahra ;Chaima ;Samia

A ma grand mère et ma tante

A mon binôme Meriem

A tous mes amis(es) plus particulièrement :Mohamed ;Marwa ;Chaima

A toute la promo 2018, et à tous mes amis (es) de la faculté sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Sabah



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Au premier lieu, nous tenons à remercier « ALLAH »qui nous a donnée le courage et la volonté

Pour terminer ce travail

A celle qui a bercé mes rêves et : ma mère Souad et mon père : ALI

A toutes mes tantes

A toute ma famille Korikech et Ould baba ali

A mes chères amies : a tous mes collègues de 2 Emme année Master de génie civil

A mon binôme Sabah

Et leurs familles

A tous ceux qui me connaissent.

« Meriem »

« karim »



Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Mr KHELADI MOHAMED pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Sabah *Meriem*

sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Présentation de l'ouvrage : 1

I.2.Déscription de l'ouvrage : 1

I.3.Caractéristiques Géométriques du bâtiment : 1

I.3.1.Dimensions en plan : 1

I.3.2.Dimensions en élévation : 1

I.3.3.L'ossature : 2

I.3.4.Planchers : 2

I.3.5.Escaliers : 2

I.3.6.Les balcons : 2

I.3.7.L'acrotère : 2

I.3.8.Maçonnerie : 2

I.3.9.Revêtement : 3

I.3.10.Ascenseur : 3

I.3.11.Système de contreventement : 3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.

II.1. Introduction : 4

II .2. Pré dimensionnement : 4

II .2.1. Plancher à corps creux : 4

II .2.2. Les dalles pleines : 4

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 6

II.3.1.plancher terrasse inaccessible:.....6
II.3.2 plancher étage courant :.....7
II.3.3.1 dalle pleine(balcon) :.....7
II.3.4. maçonnerie :.....8
II.4.pré dimensionnement des poutres :.....9
II.5.pré dimensionnement des poteaux :.....10
II.5.1. choix du poteau le plus sollicité :.....11
II.5.2. dimension de poteau :.....11
II.5.3.Calcul de la longueur de flambement Lf :.....11
II.5.4.calcul de l'effort normale **Nu** :.....12
II.5.5 détermination des charges et surcharges.....13
II.5.6.Descente des charges : ►► [Art 6.3] ◄◄ :.....14
II.5.6.a charges permanents :.....14
II.5.7 Vérification de coffrage des poteaux selon le RPA99v2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄...16
II.5.8 Vérification aux zones nodales selon RPA 99 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :.....17
II.6.Pré dimensionnement des voiles..... 18

Chapitre III : Les éléments secondaires

III.1. Introduction : 18
III.2.Les poutrelles : 18
II.2.1. Détermination du nombre d'étaiements : 18
III.2.2. Calcul des sollicitations : 19
III.2.2.1 poutrelle a 3 travées : 19
III.2.2.2 poutrelle a 5 travées : 20
III.2.2.3 poutrelle a une seul travée : 21
III .2.2.4 Résultat finale : 22
III.2.3.Calcul du ferraillage : 22
III.2.3.1Vérification a E.L.S : 22

III.2.3.2.Vérification au cisaillement : [ART A.5.1.1 CBA93] 23
III.2.3.3 Vérifications préliminaires de la flèche : [1] 23
III.2.3.4 Évaluation détaillée de la flèche : 24
III.3.La dalle pleine :. 24
III.3.1.Méthode de calcul :..... 24
III.3.1.1.Position des lignes de rupture : 24
III.4. L'acrotère :..... 30
III.4.1.Evaluation des charges permanentes et d'exploitations : 30
III.4.2.Calcul du ferraillage l'acrotère :..... 30
III.4.3.La vérification des contraintes à l'ELS : 31
III.5.L'escalier :..... 31
III.5.1.Evaluation des charges et surcharges : 31

Chapitre IV : Etude thermique

IV.1. Introduction :.....34
IV.2. Effet de la température :.....35
IV.3. La procédure du calcul C.B.A93 [Art.3.3.2].....35
IV.4. Résultats du calcul :.....36

Chapitre V : Etude dynamique

V.1.Introduction : 37
V.2.Caractéristiques géométriques de la structure:..... 37
V.2.1. Centre de masse :..... 37
V.2.2. Centre de torsion :..... 38
V.2.3. Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :..... 40

V.2.4.Excentricité : 40
V.2.4.a.Excentricité statique : 40
V.2.4.b.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]..... 41
V.2.4.c. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] 42
V.3.Choix de la méthode de calcul : 43
V.3.1.Introduction : 43
V.3.2.Méthode dynamique modale spectrale : 44
V.3.2.1.Principe : 44
V.3.2.2.Modélisation : 44
V.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul. [ART 4.3.3 RPA99V2003]. 44
V.4. Résultats de l'analyse dynamique : 48
V.4.1 Vérification de comportement modal de la structure : 48
V.4.2. Vérification de la participation massique : 51
V.4.4.Vérification de la stabilité au renversement : 53
V.4.5. Vérification des déplacements [Art 4.4.1 RPA99v2003] : 53
V.4.6.Vérification au cisaillement des éléments : 55
V.4.7.Vérification du l'effort normal réduit à la base [Art 7.1.3.3 RPA99v200] : 56

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

VI.1.Introduction : 58
VI.2.Les combinaisons des charges : 58
VI.3.Ferraillage des poutres 58
VI.3.1.Introduction 58
VI.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 : 59
VI.3.2.1.Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1] : 59

VI.3.3.Ferraillage des poutres principales (30x40) : 59
VI.3.3.1.Vérification des sections minimales des poutres principales (30x40) :..... 60
VI.3.3.2.Verification des contraintes à ELS des poutres principales selon CBA93 :..... 61
VI.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales : 62
VI.3.4.Ferraillage des poutres secondaires (30x35) : 62
VI.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (30x35)..... 63
VI.3.4.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires selon CBA93 :..... 64
VI.3.4.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires : 64
VI.3.5.Calcul des armatures transversales :..... 65
VI.3.6.Vérification de la flèche : 66
VI.4.Ferraillage des poteaux : 66
VI.4.1. Détermination des armatures longitudinales 66
VI.4.1.1. Recommandations des règlements :..... 66
VI.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 67
VI.4.1.3.Vérification des contraintes à ELS : 68
VI.4.1.4.Vérification des contraintes de cisaillement :..... 68
VI.4.1.5.Vérification des armatures transversales : 70
VI.5.Ferraillage des voiles 72
VI.5.1.les voiles pleins 72
VI.5.2.les voiles avec ouvertures..... 72
VI.5.3.Recommandations réglementaires..... 73
VI.5.4. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93) : 74
VI.5.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau) : 75
VI.5.5.1.Les armatures verticales : 75
V.5.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 76
VI.5.5.3. Vérification des contraintes de cisaillements : 76
VI.5.5.4. Calcul des armatures horizontales : 77

VI.5.6.Ferraillage des voiles avec ouvertures (trumeau) : 77
VI.5.6.1.Les armatures verticales : 77
V.5.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 78
VI.5.5.3. Vérification des contraintes de cisaillements : 78
VI.5.5.4. Calcul des armatures horizontales : 79
VI.5.7.Ferraillage des voiles avec ouverture (linteaux) :..... 79

Chapitre VII Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction : 83
VII.1.1.Type de la fondation : 83
VII.1.2.Connaissance du site et du sol : 84
VII.1.3.Choix du type de fondation :..... 84
VII.2.Etude préliminaire du choix de type de semelle : 85
VII.2.1.Les efforts normaux à base de la structure :..... 85
VII.2.2.Calcul des semelles isolées : 86
VII.2.3.Calcul des semelles filantes : 86
VII.2.4.Dimensionnement des semelles filantes : 86
VII.2.5.Ferraillage : 87
VII.2.6.Semelle filante (continue) sous un voile :..... 88
VII.2.7.Longueur de scellement "ls" :..... 89
VII.2.8.Dimensionnement de la poutre de libage :..... 90
VII.2.8.1.Dimensionnement de la poutre de libage :..... 90
VII.2.8.2.Détermination des moments de la poutre de libage : 91
VII.2.8.3.Ferraillage :..... 91
VII.2.8.4.Vérification des contraintes à l'ELS : 91

VII.2.8.5.Armatures de peau : 92
VII.2.8.6.Armatures transversales : 92
VII.3.Ferraillage des longrines : [Art 10.1.1 RPA99v2003] : 92
VII.3.1.Recommandation des règlements : 93
VII.3.1.a.Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] : 93
VII.3.1.b.Selon le CBA93 [A.7.1.2] : 93
VII.3.2.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : 93
VII.3.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service : 94
VII.3.4.Calcul des armatures transversales : 94
VII.4. Etude du voile périphérique 95
VII.4.1. Evaluation des charges : 95
VII.4.2.Calcul ferraillage : 96
VII.4.3.Vérifications des contraintes a L'ELS : 97

Liste des tableux

Chapitre II

Tableau II-1 : charge permanant du plancher terrasse 6

Tableau II-2 : charge permanant du plancher étage courant 7

Tableau II-3 : charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant 7

Tableau II-4 : charge permanant du mur simple cloison..... 8

Tableau II-4 : charge permanant du mur simple cloison..... 9

Tableau II-6 : pré dimensionnement des poutres 10

Tableau II-7 : détermination de la longueur de flambement. 13

Tableau II-8: calcul de Nu 14

Tableau II-9 : les charges permanentes. 15

Tableau II-10 : tableau des charges exploitations. 16

Tableau 2-11 : tableau de vérification..... 17

Tableau II-12 : vérification de coffrage des poteaux. 18

Tableau II-13 : tableau de Vérification aux zones nodales.....18

Chapitre III

Tableau III-1 : Détermination du nombre d'étaiements..... 18

Tableau III-2. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 20

Tableau III-3. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)..... 20

Tableau III-4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU) 21

Tableau III-5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées..... 21

Tableau III-6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée 22

Tableau III-7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)..... 22

Tableau III-8 : La section d'armatures 23
Tableau III-9 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 24
Tableau III.10 : Détermination des charges de la dalle 25
Tableau III-11 : travail externe 25
Tableau III-13 : Calcul des moments 26
Tableau III-14 : Calcul des sections d'acier de la dalle 27
Tableau III-15: vérification a ELS 27
Tableau III-16 : vérification de l'effort tranchant 28
Tableau III-17 : Détermination des charges de la dalle 29
Tableau III- 18 : Travail externe 29
Tableau III-19 : travail interne 30
Tableau III.21 : Vérification des contraintes 31
Tableau III.22 : Les efforts à l'ELU et l'ELS 31
Tableau .III.23 : La section d'armatures 32
Tableau .III.24 : Vérification des contraintes 32
Tableau III.26 : Evaluation de la charge permanente du palier 33
Tableau III-27 : Evaluation de la charge permanente de paillasse 34
Tableau III-28 : Moment à L'ELU et L'ELS 34
Tableau .III-29 : la sectiond'armatures 35

Chapitre IV

Tableau VI.1 : étude thermique 36
Tableau VI.2 : Ferraillage des poutres non porteuses selon 1,35G +1,5Q+ 1.5 T 36

Chapitre V

Tableau V-1: centre de mass et centre de torsion 40
Tableau V-2: calcul de l'excentricité statique 41

Tableau V -3: calcul de l'excentricité accidentelle 42
Tableau V-4 : calcul de l'excentricité totale 43
Tableau V-5 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X 45
Tableau V-6 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage 46
Tableau V-7 : Vérification du coefficient de comportement R suivant Y 47
Tableau V-8 : Vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage 47
Tableau V-9 : détermination du facteur de qualité 48
Tableau V-10: Vérification de comportement des trois premiers 50
Tableau V-11 : Vérification de comportement des trois premiers 50
Tableau V-12 : Vérification de comportement des trois premiers 51
Tableau V-13 : vérification de participation massique 52
Tableau V-14 : calcul de la force sismique 53
Tableau V-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 53
TableauV-16 : Vérification de la stabilité 54
TableauV-17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x 55
Figure V-18 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y 55
Tableau V-19: Vérification de cisaillement des poutres 56
Tableau IV-20 : Vérification de l'effort normal 56
Tableau V-21 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y 57

Chapitre VI

Tableau VI-1 : Les données de calcul 58
Tableau VI-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40) 59
Tableau VI-3 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40 60
Tableau VI-4 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales (30x40) 61
Tableau VI-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x40) 61

Tableau VI-6 : Calcul de τ_u 62
Tableau VI-7 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (30x40)62
Tableau VI-8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35) 63
Tableau VI-9 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (30x35) 64
Tableau VI-10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x35) 64
Tableau VI-11 : Calcul de τ_u 65
Tableau VI-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 65
Tableau VI-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement 66
Tableau VI-14 : Vérification de la flèche des poutres 67
Tableau VI-15 : Ferraillage longitudinale des poteaux 67
Tableau VI-16 : Chois de ferraillage longitudinal des poteaux 68
Tableau VI-17 : Vérification des contraintes à ELS 69
Tableau VI-18 : Vérification de cisaillement des poteaux 70
Tableau VI-19 : les armatures transversales et leurs espacements 72
Tableau VI-20 : Vérification de la quantité d'armatures 72
Tableau VI-21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles 75
Tableau VI-22 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA 76
Tableau VI-23 : Vérification des contraintes à l'ELS 76
Tableau VI-24 : Vérification des contraintes des cisaillements 76
Tableau VI-25 : Détermination des armatures horizontales. 77
Tableau VI-26 : Calcul des armateurs verticaux des voiles 77
Tableau VI-27 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA 78
Tableau VI-28 : Vérification des contraintes à l'ELS 78
Tableau VI-29 : Vérification des contraintes des cisaillements 79
Tableau VI-30 : Détermination des armatures horizontales. 79
Tableau VI-31 : Détermination de sollicitation 81

Tableau VI-32 : calcul des armatures des voiles.....83

Chapitre VII

Tableau VII-1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS 87

Tableau VII-2 : Ferraillages des semelles filantes sous poteaux (armatures principales)..... 88

Tableau VII-3 : Vérification l'excentricité des semelles filantes..... 88

Tableau VII-4 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles)..... 89

Tableau VII-5 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes..... 90

Tableau VII-6 : Détermination des moments de la poutre de libage 91

Tableau VII-7 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 91

Tableau VII-8 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. ... 92

Tableau VII-9 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. ... 92

Tableau VII-10 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 94

Tableau VII-11 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines. 95

Tableau VII-12 : combinaisons d'actions 96

Tableau VII-13 : calcul des moments 97

Tableau VII-14 : section d armature en flexion simple..... 97

Tableau VII-15 : Vérifications des contraintes.....97

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
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 de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

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.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
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.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

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

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

L'étude sera menée sur un bâtiment en (RDC+7étages+Entresol) implanté en zone de forte sismicité (zone IIb), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.

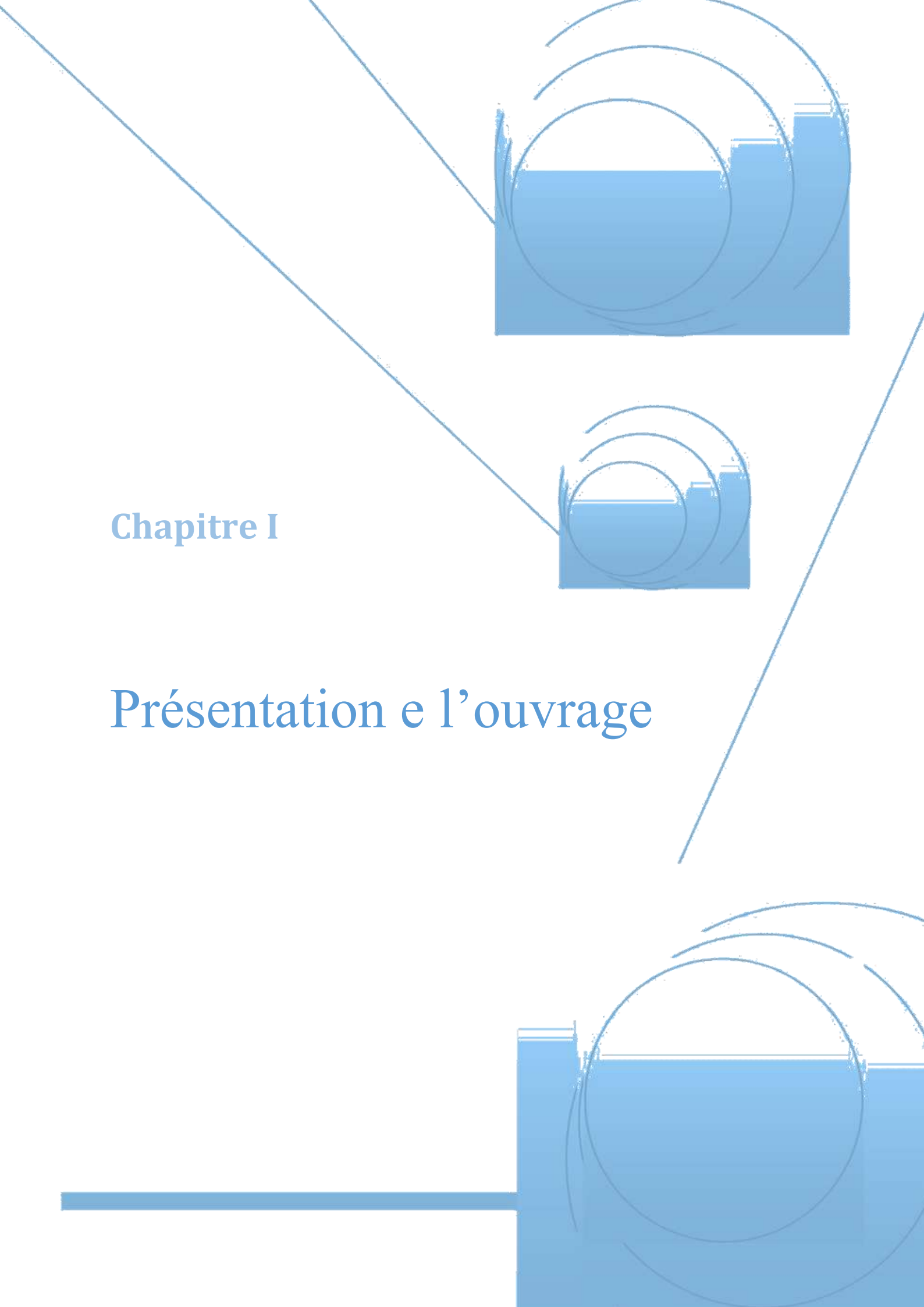
La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalle pleine).

La quatrième étape consiste à l'étude thermique.

La cinquième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).

La sixième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).

La septième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).



Chapitre I

Présentation e l'ouvrage

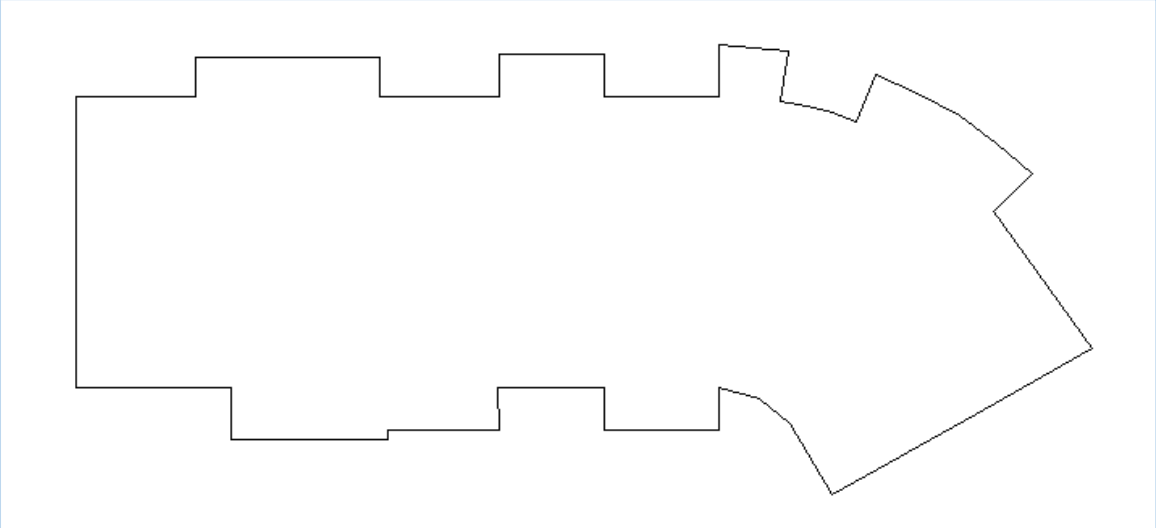
I.1.Présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre étude est le calcul d'un bâtiment de sept niveaux avec entr-esols à usage multiple, composé d'un entresol à usage parking, le rez-de-chaussée et les étages à usage habitation avec une terrasse inaccessible. Le bâtiment sera implanté à la wilaya de Médéa, zone classée par le règlement parasismique Algérien **[RPA99 version 2003]** comme une zone de forte sismicité « Zone IIb».

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier et un ascenseur.

I.2.Déscription de l'ouvrage :

Le bâtiment comportant, sept niveaux rez-de-chaussée et un entre-sol de forme irrégulière comme le la figure ci-dessus.



I.3.Caractéristiques Géométriques du bâtiment :

I.3.1.Dimensions en plan :

-Longueur totale du bâtiment : 31.48 m

-Largeur totale du bâtiment : 15.98 m

I.3.2.Dimensions en élévation :

✓ Hauteur du RDC et des étages courants…..h= 3.06 m

✓ Hauteur totale du bâtiment….....h=28.56 m

✓ Hauteur de l'entre-sol …..... h = 4.08 m

I.3.3.L'ossature :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble des efforts suivants :

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

2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

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

I.3.4.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 en dalle pleines.

I.3.5.Escaliers :

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

I.3.6.Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I.3.7.L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé.

I.3.8.Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.9.Revêtement :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3.10.Ascenseur :

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

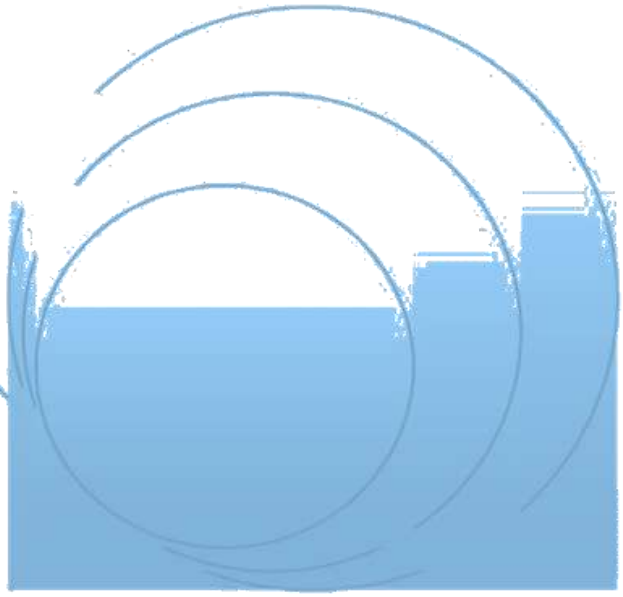
I.3.11.Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11 m, alors le règlement parasismique algérien (RPA99V2003) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.3.12.Fondation :

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

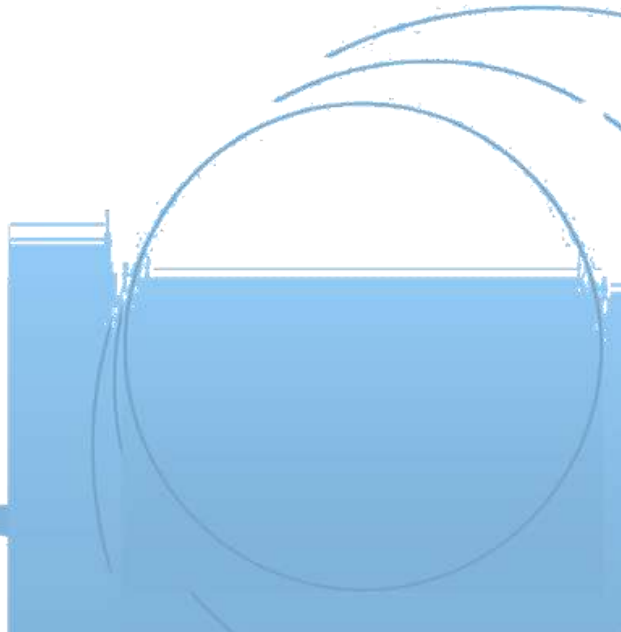
Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol.





Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments résistants



II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, conformément aux règlements en vigueur, notamment le **« RPA99 version 2003 »** et du CBA93, mettre au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage ainsi que l'économie.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Pré dimensionnement :

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

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

Pour nos bâtiments, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine

II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués d'une table de compression et de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule par la formule empirique suivante :

$$L/25 \leq h_t \leq L/20 \qquad [1]$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a :

L_{max}= 535cm

$$\frac{535}{25} = 21.4 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{535}{20} = 26.75\text{cm}$$

Donc on adoptera un plancher de 21 cm (16+5) d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

II .2.2. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

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

i) Critère de résistance : [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :
  - $(Lx/50) \leq ep \leq (L \times /40)$
- dalle reposant sur deux appuis :
  - $(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis.

ii) Sécurité contre l'incendie : **[1]**

- ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On a deux types :

- Dalle repose sur 2 appuis (balcon) :

  $L_{x=}$ 1.42m

$142/35 \leq ep \leq 140/30 \quad \Longrightarrow \quad 4cm \leq ep \leq 4.66\ cm$

- Dalle repose sure 4 appuis (panneau) :

$L_x=355cm$

$355/50 \leq ep \leq 355/40 \quad \Longrightarrow \quad 10.14cm \leq ep \leq 11.83cm$

Conclusion : pour les deux type on adoptera **ep=15cm**.

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

II.3.1.plancher terrasse inaccessible :

a) Charges permanentes :

Tableau II-1 : charge permanant du plancher terrasse

composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	**Référence**
Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.9	DTR.B.C.2.2.Anex C.5
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR.B.C.2.2.Anex C.5
Papier kraft	-	-	0.05	DTR.B.C.2.2.Anex C.5
Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.5-toitures
Film polyane	-	-	0.04	DTR.B.C.2.2.Anex C.5-toitures
Liège (isolant)	0.04	4	0.16	
Pare vapeur	0.01	6	0.06	DTR.B.C.2.2.Anex C.5-toitures
Plancher (16+4)	0.16+0.05	-	2.80	DTR.B.C.2.2.Anex C.3-planchers
enduit plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.2-enduits
$G=6.53\ KN/m^2$				

b) Charge d'exploitation :

Terrasse inaccessible **$Q=1.00kN/m^2$**

II.3.2 plancher étage courant :

a) Charges permanent :

Tableau II-2 : charge permanant du plancher étage courant

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Référence
Carrelage	0.02	22	0.44	DTR.B.C.2.2
Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2.Anex VI- A
Chape de mortier	0.02	20	0.4	DTR.B.C.2.2.Anex 6A
Enduit en plâtre	0.01	20	0.2	DTR.B.C.2.2 C.2
Cloisons de répartition	0.1	-	1.62	-
Plancher corps creux (16+5)	-	-	2.8	DTR.B.C.2.2 C.3 Planchers
G=6 KN/m^2				

b) Charge d'exploitation :

Étage courant **Q=1.5 KN/m^2**

II.3.3.1 dalle pleine(balcon) :

a) Charge permanant :

Tableau II-3 : charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Référence
Carrelage	0.02	22	0.44	DTR.B.C.2.2 C.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4	DTR.B.C.2.2 C.4
Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2.Anex VI-A
Etanchéité	0.02	6	0.12	DTR.B.C.2.2 C.5-toitures
Dalle pleine	0.15	25	3.75	DTR B.C.2.2 Anex B
Enduit de ciment	-	18	0.36	DRT.B.C.2.2
G=5.61KN/m^2				

b) Charge exploitation :

Balcon **Q=3.5KN/m²**

II.3.4. maçonnerie :

i) Murs intérieur (simple cloison) :

Tableau II-4 : charge permanant du mur simple cloison

composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)	Reference
Enduit de ciment	0.04	18	0.72	DRT.B.C.2.2
Brique creuse	0.1	-	0.9	DTR.B.C.2.2 C.2
G=1.62KN/m²				

ii) Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II-5 : charge permanant du mur double cloison.

composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)	Reference
Enduit de ciment	0.02	18	0.36	DRT.B.C.2.2 C.2
Brique creuse	0.1	-	0.9	DTR.B.C.2.2 C.1
Lame d'aire	0.1	-	-	-
Enduit de ciment	0.02	18	0.36	DTR.B.C.2.2 C.2
Brique creuse	0.1	-	0.9	DRT.B.C.2.2 C.1
G=2.52KN/m²				

II.4.pré dimensionnement des poutres :

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des

charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont Dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Les trois étapes précédentes sont résumées comme suit :

A) Selon les règles (C.B.A.93) :

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad \textbf{[1]}$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Avec :

- **L** : portée de la poutre.
- **h** : hauteur de la poutre.
- **b** : largeur de la poutre.

B) selon le RPA 99 version 2003 pour la zone IIb : [2]

- La hauteur **h** de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur **b** de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$

C) vérification de la rigidité :

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

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

Tableau II-6 : pré dimensionnement des poutres.

	Poutre porteuse	**Poutre non porteuse**
Condition de résistance	L_{max} = 468m ⇒31.2cm ≤ h ≤ 46.8cm On adopte **h=35cm** ⇒12cm ≤ b ≤ 28cm On adopte **b=30cm**	L_{max} = 505cm ⇒ 33.66cm ≤ h ≤ 50.5cm On adopte **h=35cm** ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte **b=30cm**
Vérification selon (RPA 99)	h= 35cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b =1.33 ≤ 4 **(condition vérifiée)**	h=35cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b =1.16 ≤ 4 **(condition vérifiée)**
Condition de rigidité	h/L=0.074≥1/16=0.0625 (**condition vérifiée)**	h/L=0.0875≥1/16=0.0625 **(condition vérifiée)**

Le choix final des sections des poutres :

- **Poutre porteuse :** (b×h)= (30×35) cm^2.
- **Poutre non porteuse :** (b×h)= (30×35) cm^2.

II.5.pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime.

II.5.1. choix du poteau le plus sollicité :

- Le poteau le plus sollicité est **(C-2).**

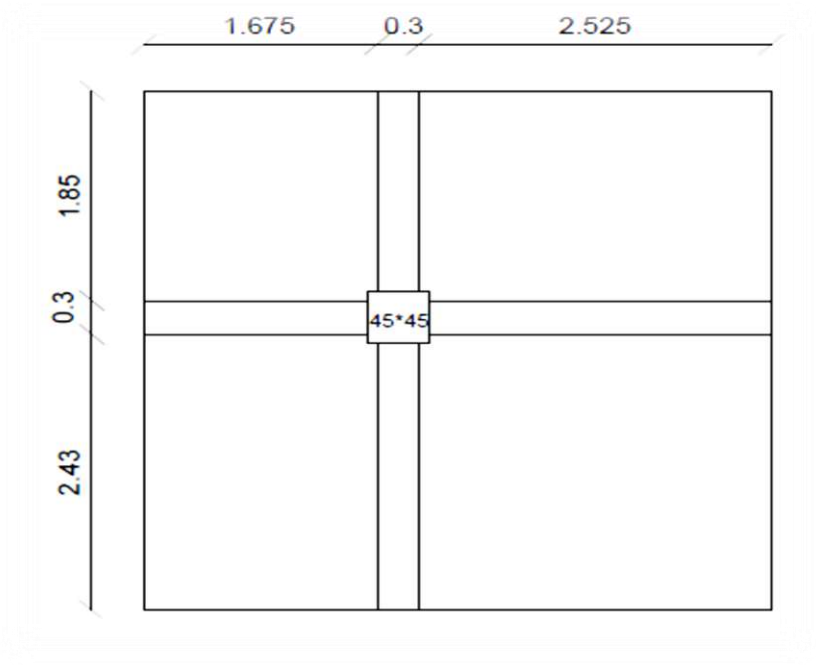


Figure II-1 : représentation du poteau le plus sollicité

II.5.2. dimension de poteau :

- ✓ MIN (b1, h1) ≥30cm zone IIb selon RPA99 version(2003) ►► [Art 7.4.1] ◄◄.

II.5.3.Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 ►► [Art B.8.3.3.1] ◄◄ définie la longueur de flambement **Lf** comme suit :

0.7×L0 : si le poteau est à ses extrémités :

- ♦ Soit encastré dans un massif de fondation.
- ♦ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même.
  raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

L0 : dans les autres cas.

Tableau II-7 : détermination de la longueur de flambement.

Etage	Dimension du poteau	L_0 (m)	L_f	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda=\frac{L_f}{i}$
Le 7ème étage	**30×30**	**3.06**	2.14	0.087	24.734
Le 6ème étage	**30×30**	**3.06**	2.14	0.087	24.734
Le 5ème étage	**35×35**	**3.06**	2.14	0.101	21.200
Le 4ème étage	**35×35**	**3.06**	2.14	0.101	21.200
Le 3ème étage	**40×40**	**3.06**	2.14	0.115	18.550
Le 2ème étage	**40×40**	**3.06**	2.14	0.115	18.550
Le 1er étage	**45×45**	**3.06**	2.14	0.130	16.489
RDC	**45×45**	**3.06**	2.14	0.130	16.489
Sous-sol	**45×45**	**4.08**	2.86	0.130	21.985

II.5.4.calcul de l'effort normale $\overline{Nu}$:

Tableau II-8 : calcul de $\overline{Nu}$ **.**

Etage	dimension	Br (cm^2)	λ	α	A_s(m^2)	$\overline{Nu}$ (KN)
Le 7ème étage	30×30	784	24.734	0.773	0.900	1 146.202
Le 6ème étage	30×30	784	24.734	0.773	0.900	1 146.202
Le 5ème étage	35×35	1089	21.200	0.792	1.225	1 630.722
Le 4ème étage	35×35	1089	21.200	0.792	1.225	1 630.722
Le 3ème étage	40×40	1444	18.550	0.805	1.600	2 196.845
Le 2ème étage	40×40	1444	18.550	0.805	1.600	2 196.845
Le 1er étage	45×45	1849	16.489	0.814	2.025	2 844.083
RDC	45×45	1849	16.489	0.814	2.025	2 844.083
SOUS-SOL	45×45	1849	21.985	0.788	2.025	2 753.070

II.5.5 détermination des charges et surcharges

1) Surface d'influence revenant au poteau :

S_p=(1.675+2.525)*(1.85+2.43)=17.598 m^2

S_t= 4.5*4.94=20.205 m^2

2) Poids propre des poutres :

- Poutres non porteuse : G_{ps} = (0.3*0.35*25) (1.675+2.525)= 11.025KN
- Poutres porteuse : G_{pp} = (0.3*0.35*25) (2.34+1.85)=10.998KN

D'où le poids des poutres : Gp = 11.025+ 10.998 = 22.023 KN

3) Poids des planchers

– Plancher terrasse : G_T = 6.53* 17.598 = 114.914KN

– Plancher courant : G_c = 6*17.598=105.588KN

4) Poids propre des poteaux :

- niveau (terrasse) : G_{pot}=0.3*0.3*25*3.06=6.885KN
- niveau (sous-sol) : G_{pot}=0.3*0.3*25*4.08=9.18KN

II.5.6.Descente des charges : ►► [Art 6.3] ◄◄ :

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

II.5.6.a charges permanents :

Tableau II-9 : les charges permanentes.

Etage	$G_{plancher}$(KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G_{tot} (KN)	G_{cum} (KN)
Le 7ème étage	114.915	6.885	22.023	143.823	143.823
Le 6ème étage	105.588	6.885	22.023	134.496	278.319
Le 5ème étage	105.588	9.371	22.023	136.982	415.301
Le 4ème étage	105.588	9.371	22.023	136.982	552.284
Le 3ème étage	105.588	12.240	22.023	139.851	692.135
Le 2ème étage	105.588	12.240	22.023	139.851	831.986
Le 1er étage	105.588	15.491	22.023	143.102	975.088
RDC	105.588	15.491	22.023	143.102	1118.190
SOUS-SOL	105.588	20.655	22.023	148.266	1266.456

II.5.6.b charges exploitation :

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

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91 modifié 99** » [2]

Tableau II-10 : tableau des charges exploitations.

étage	Q(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
Le 7ème étage	Q_0	20.205		20.205
Le 6ème étage	Q_1	30.3075	1	50.5125
Le 5ème étage	Q_2	30.3075	0.95	76.779
Le 4ème étage	Q_3	30.3075	0.90	100.01475
Le 3ème étage	Q_4	30.3075	0.85	120.21975
Le 2ème étage	Q_5	30.3075	0.80	137.394
Le 1er étage	Q_6	30.3075	0.75	151.5375
RDC	Q_7	30.3075	0.714	169.2537
SOUS-SOL	Q_8	30.3075	0.688	180.71352

Effort normale de résistance :

- **N_u=1.35G+1.5Q [1]**
- **$\overline{Nu}$ =N_u+10% N_u=1.1N_u**

Tableau 2-11 : tableau de vérification

Etage	G_{cum}	Q_{cum}	N_u	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	$1.1N_u \leq \overline{Nu}$
Le 7ème étage	143.823	20.205	224.469	246.915	1146.202	C.V
Le 6ème étage	278.319	50.513	451.499	496.649	1146.202	C.V
Le 5ème étage	415.301	76.779	675.825	743.408	1630.722	C.V
Le 4ème étage	552.284	100.015	895.605	985.165	1630.722	C.V
Le 3ème étage	692.135	120.220	1114.711	1226.182	2196.845	C.V
Le 2ème étage	831.986	137.394	1329.271	1462.199	2196.845	C.V
Le 1er étage	975.088	151.538	1543.675	1698.042	2844.083	C.V
RDC	1118.190	169.254	1763.437	1939.781	2844.083	C.V
SOUS-SOL	1266.456	180.714	1980.786	2178.864	2753.070	C.V

II.5.7 Vérification de coffrage des poteaux selon le RPA99v2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Tableau II-12 : vérification de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥30cm	Min (b, h) ≥ 30cm	C.V
Min (b, h) ≥ h_e /20	Min (b, h)=30cm ≥ h_e/20= (306-35)/20 =18.65cm	C.V
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	C.V

II.5.8 Vérification aux zones nodales selon RPA 99 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

Tableau II-13 : tableau de Vérification aux zones nodales.

b_{max}	b_1	h_1	$b_{max} \leq (1.5h_1+b_1)$	d (cm)	Max $(b_1/2 ; h_1/2)$	d≤ max $(b_1/2 ; h_1/2)$
30	45	45	C.V	7.5	22.5	C.V
30	30	30	C.V	0	5	C.V

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

Tableau II-14 : tableau de dimension des voiles

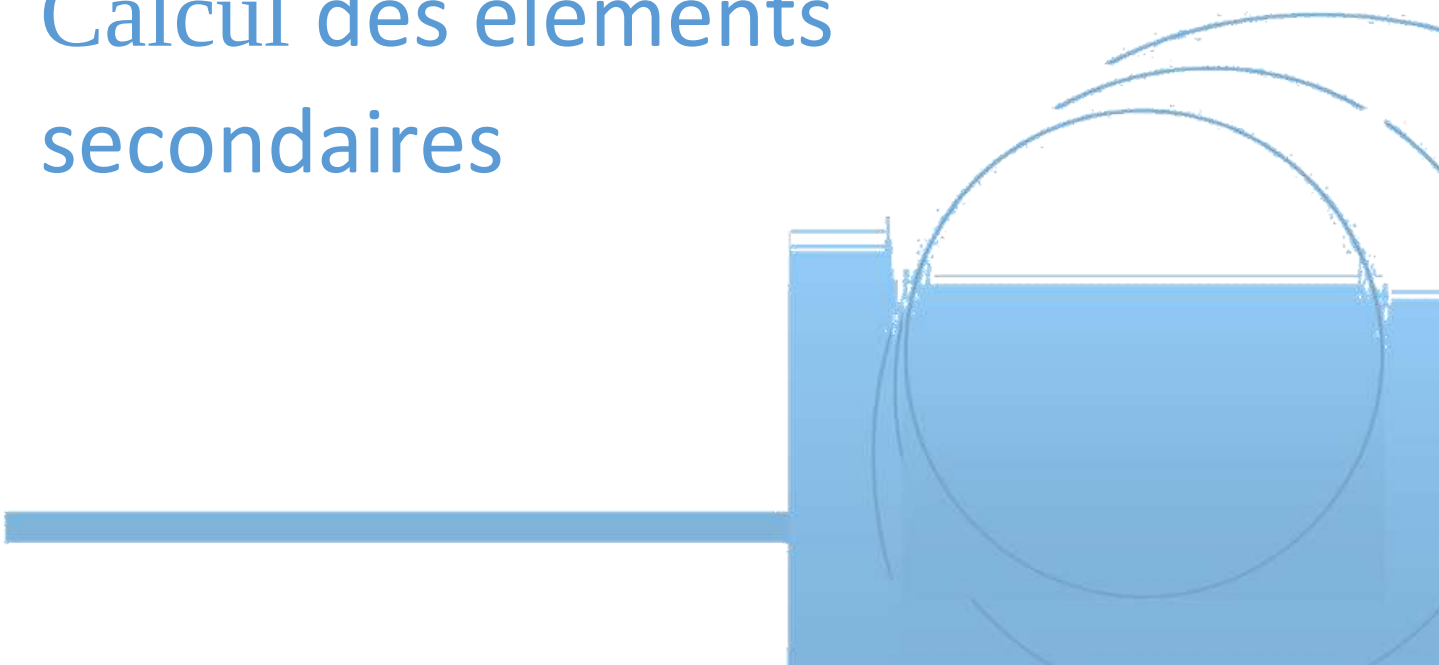
Niveau	h (cm)	$h_{p\,s}$(cm)	h_e=h- h_{ps}	he/25	he/22	he/20	a (cm)
RDC	408	35	373	14.92	16.95	18.65	20
Etage courant	306	35	207	10.8	12.27	13.5	15

Remarque :

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

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

a. **Etape 1 : Avant coulage**

II.2.1. Détermination du nombre d'étaiements :

$$f=\frac{5\times G\times L^4}{384\times E\times I}+\frac{Q\times L^3}{48\times E\times I}$$

$\bar{f}=\frac{L}{100}+0.5$ pour L > 5m [1]

$\bar{f}=\frac{L}{500}$ pour L < 5m [1]

Tableau III-1 : Détermination du nombre d'étaiements

Nombre d'étaiements	Longueur de travée	G (kN/m)	Q (kN)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	5.05	0.77	2.525	645.87	5.55	Non vérifiée
1	2.525	0.77	1.262	40.35	3.025	Non vérifiée
2	1.68	0.77	1	8.677	2.18	Non vérifiée
3	1.262	0.77	1	3.269	1.762	Non vérifiée
4	1.01	0.77	1	1.548	1.51	Non vérifiée
5	0.84	0.77	1	0.841	1.34	vérifiée

- **On doit disposer 5 étaiements.**

b. Etape 2 : Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

- 3 types de poutres continues sont à envisager :
  - Type 1 : poutrelle à 3 travées.
  - Type 2 : poutrelle à 5 travées.
  - Type 3 : poutrelle à une seule travée.

Méthodes de calcul : [1]

III.2.2. Calcul des sollicitations **:**

Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Terrasse	6.53	1	0.65	4.24	0.65	6.70	4.90
Habitation	6	1.5	0.65	3.9	0.98	6.728	4.88

III.2.2.1 poutrelle a 3 travées :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Condition		Vérification
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$1.5 \leq \text{Min}\,[7.8 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{3.65}{5.35} = 0.68 \leq 1.25$	Non Vérifiée

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s effectuer par la méthode de CACUOT.

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

Plancher habitation								
travée	**L(m)**	**M0 (KN.m)**	**M w (KN.m)**	**Me (KN.m)**	**Mt (KN.m)**	**T0 (KN)**	**Tw (KN)**	**Te (KN)**
A-B	3.55	10.598	2.120	8.519	5.279	11.941	10.139	-13.744
B-C	3.65	11.203	8.519	17.038	1.575	12.278	9.944	-14.612
C-D	5.35	24.070	17.038	4.814	13.144	17.996	20.281	-15.711

Tableau III-3. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois **travées (ELS)**

Plancher habitation					
travée	**L(m)**	**M0 (KN.m)**	**M w (KN.m)**	**Me (KN.m)**	**Mt (KN.m)**
A-B	3.55	7.688	1.538	6.179	3.829
B-C	3.65	8.127	6.179	12.359	- 1.142
C-D	5.35	17.460	12.359	3.492	9.534

III.2.2.2 poutrelle a 5 travées :

Condition		**Vérification**
$\mathbf{Q \leq Min\ [2G\ et\ 5KN/m^2]}$	$\mathbf{1.5 \leq Min\ [7.8\ et\ 5KN/m^2]}$	**Vérifiée**
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		**Vérifiée**
$\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$	$\mathbf{0.8 \leq \frac{3.65}{5.35} = 0.68 \leq 1.25}$	**Non Vérifiée**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s effectuer par la méthode de CACUOT.

Tableau III-4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

Plancher habitation								
travée	**L(m)**	**M0 (KN.m)**	**Mw (KN.m)**	**Me (KN.m)**	**Mt (KN.m)**	**T0 (KN)**	**Tw (KN)**	**Te (KN)**
A-B	3.55	10.598	2.120	8.519	5.279	11.941	10.139	-13.744
B-C	3.65	11.203	8.519	11.355	1.266	12.278	11.500	-13.055
C-D	5.35	24.070	11.355	10.988	12.898	17.996	18.065	-17.927
D-E	3.15	8.344	10.988	7.812	-1.056	10.596	11.604	-9.588
E-F	3.52	10.420	7.812	2.084	5.472	11.840	13.468	-10.213

Tableau III-5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq **travées**

Plancher habitation					
travée	**L(m)**	**M0 (KN.m)**	**Mw (KN.m)**	**Me (KN.m)**	**Mt (KN.m)**
A-B	3.55	7.688	1.538	6.179	3.829
B-C	3.65	8.127	6.179	8.237	0.919
C-D	5.35	17.460	8.237	7.971	9.356
D-E	3.15	6.053	7.971	5.667	- 0.766
E-F	3.52	7.558	5.667	1.512	3.969

III.2.2.3 poutrelle a une seul travée :

Tableau III-6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée

Plancher habitation						
travée	**L(m)**	**Mt (KN.m)**	**Mw (KN.m)**	**Me (KN.m)**	**Tw (KN)**	**Te (KN)**
H-I	3.72	11.638	0	0	12.514	12.514

Tableau III-7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

Plancher habitation				
travée	L(m)	Mt (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)
H-I	3.72	6.753	0	0

III .2.2.4 Résultat finale :

	E.L.U				E.L.S	
référence	**Ma (KN.m)**	**Mt (KN.m)**	**T(KN)**	**M0 (KN.m)**	**Ma (KN.m)**	**Mt** (KN.m)
3 travées	**17.038**	**13.144**	**20.281**	**24.070**	**12.359**	**9.534**

III.2.3.Calcul du ferraillage :

Armatures longitudinales :

Tableau III-8 : La section d'armatures

fc28 = 25Mpa	**ftj=2.1 Mpa**	**Fe= 400 Mpa**	**σbadm= 15 Mpa**	**σsadm=348 Mpa**
En travée	A=2 cm2	A choisie= 3HA10 = 2.36 cm2		
En appui	A= 2.6 cm2	A choisie=1HA12+1ch HA14 = 2.67 cm2		

Armatures transversales : [ART A.5.1.2.2 CBA93]

A transversales	Espacement
2ϕ6	20cm

III.2.3.1Vérification a E.L.S :

	En travée	Aux appuis
M_{ser} (kN.m)	9.534	12.359
$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	4.09	3.78
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	vérifiée	vérifiée

III.2.3.2.Vérification au cisaillement : [ART A.5.1.1 CBA93]

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}\ [\textbf{ART A.5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{56\times400}{120\times150} = 1.24\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec : K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.3.3 Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tableau III-9 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.21 / 5.35 = 0.039 Mt/ (15 Mo)=13.144/(15*24.07)=0.036	ρ=A/(bo*d)=2.67/(12*19)=0.012 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition **non** vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.3.4 Évaluation détaillée de la flèche : [1]

L=5.35 m

5.35 m >5 m ⇒ $\bar{f}$ = 0.5cm+ (L/1000)= 0.5+(5.35/1000)=0.505 cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 124669.808\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 5/21=0.24

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 4.90 * 10^3 * 5.35^4}{384 * 124669.808 * 32164.2 * 10^6 * 10^{-8}} = 0.0013\ m$$

$$f = 0.13\ cm < \bar{f} = 0.505\ cm \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.3.La dalle pleine :.

III.3.1.Méthode de calcul :

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

Tableau III.10 : Détermination des charges de la dalle

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	QU (KN/m²)	Q_{ser} (KN/m²)
Etage courant	5.61	3.5	12.82	9.11

III.3.1.1.Position des lignes de rupture :

- **Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis:**

Travail externe Text =q.s.f **avec (a=1.40m ;b=2.55m)**

Tableau III-11 : travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	1.40* y/2	f/3	0.23. y.f.q
2	1.40* y/2	f/3	0.23. y.f.q
3	1.40 (2.55- y)	f/2	(1.785-0.74y).f.q
		Σ	**f.q. (1.785-0.28y)**

b) Travail interne : Tint= M.l.θ ;

Tableau III-12 : travail interne

élément		(M)	(L)	(θ)	Tint
1	+	M	1.40	**f/y**	1.40. M.f/y
	-	0.5M	1.40	**f/y**	0.7. M.f/y
2	+	M	Y	**f/1.40**	f.M.y/1.40
	-	0.5M	y	**f/1.40**	0.36. M.f. y
				Σ	**M.f.(2.1/y+1.5y)**

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text = Σ Tint)**

f. q. (1.785-0,28y) = M.f.(2.1/y +1,5y)

M= $\frac{q\ (1.84-0.24y)}{(2.17/y\ +1{,}03y)}$ ⇒ $\frac{dM}{dY}$ **= 0** ⇒ $2.7y^2+1.2y-3.784=0$ ⟹ y =0.98 m

Donc : M= 0.40 *q

On a un panneau de dalle de rive

Moment en appuis : $\begin{cases} M'ax = -0.3.Mx \\ M'ay = -0.3.My \end{cases}$ **avec** $\begin{cases} Mx = -p_{ser}Lx^2/2 \\ My = -p_{ser}Ly^2/2 \end{cases}$

Tableau III-13 : Calcul des moments

		Mu (KN.m)	Mser (KN.m)
En travée	Suivant x	5.34	3.64
	Suivant y	5.34	3.64
Aux appuis	Suivant x	2.67	-2.62
	Suivant y	2.67	-8.87

c) Calcul du ferraillage :

On a $\frac{Lx}{Ly} = \frac{1.40}{2.55} =$ 0.55 > 0.4 donc la dalle travaille suivant les deux directions.
Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III-14 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**A choisi**	**A final (cm^2)**
Suivant (x)	**En travée**	5.34	0.026	0.987	1.29	1.5	**7HA8**	3.52
	Aux appuis	2.67	0.013	0.993	0.64	1.5	**7HA8**	3.52
Suivant (y)	**En travée**	5.34	0.031	0.984	1.41	1.5	**7HA8**	3.52
	Aux appuis	2.67	0.015	0.992	0.70	1.5	**7HA8**	3.52

d) les vérifications nécessaires

- **Vérification de l'espacement :**

S t= $\frac{100-5}{6} = 15.83cm$ $\Rightarrow$ **St=15cm** ≤ min [3.h=45cm ; 33cm] **…….. Cv.**

- **Vérification de l'ELS :**

Tableau III-15 : vérification a ELS

	Suivant (x)	Suivant (y)	Suivant (x)	Suivant (y)
	Ma	**Ma**	**Mt**	**Mt**
Mser (KN.m)	-2.62	-8.87	3.64	3.64
$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	15			
Y_1 (cm)	2.92	2.78	2.92	2.78
I_G (cm^4)	4713.12	3898.63	4713.12	3898.63
σ_b **(MPa)**	1.62	4.94	2.26	2.59
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

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

Tableau III-16 : vérification de l'effort tranchant

	Suivant (x)	Suivant (y)
V(KN)	$\frac{P.lx.ly}{2ly+lx} = \frac{12.82 \times 1.4 \times 2.55}{2 \times 2.55 + 1.4} = 7.04$	$\frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{12.82 \times 2.55 \times 1.4}{3 \times 1.4} = 10.89$
τ_u **(MPa)**	0.064	0.099
$\overline{\tau_u}$**(MPa)**	1.17	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	**vérifiée**	**vérifiée**

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

- **Vérification de la flèche préliminaire :**

1ère condition	2ème condition
h/L ≥ Mt/20M_0	$\rho = \frac{A}{b0 * d} \leq 2/f_e$
0.15/1.4=0.10 ≥ 3.64/20*2.23=0.08	3.14/(100*12)=0.0026 ≤ 2/400=0.005
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

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

- **Cas d'une dalle reposant sur 4 appuis :**

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture

Tableau III-17 : Détermination des charges de la dalle

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	QU (KN/m²)	Q_{ser} (KN/m²)
Plancher terrasse	**7.22**	**1**	**11.25**	**8.22**
Etage courant	6.71	1.5	11.30	8.21

a)Travail externe Text =q.s.f

Tableau III- 18 : Travail externe

	déplacement de CG	travail externe
1	f/3	**0.65. y.f.q**
2	f/3	**0.33. y. f.q**
3	f/2	**(4.22-1.95y) f.q**
	Σ	**(8.44-1.3y) f. q**

b) Travail interne : Tint= M.l.θ ;

Tableau III-19 : travail interne

élément		(M)	(θ)	Tint
1	+	M	**f/1.95**	3.9. M .f/y
	-	0.5M	**f/1.95**	1.95. M .f/y
2	+	M	**f/y**	4.33. M .f/.y
	-	0.5M	**f/y**	2.16. M .f/ y
			Σ	**3M.f(3.9/y+2.22)**

c) Principe du travail virtuel : [1]

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text = Σ Tint)**

(8.44-1.3y) f. q = 3M.f(3.9/y+2.22)

$M=3M\left(\frac{\frac{3.9}{y}+1.11}{8.44-1.3y}\right)$ $\frac{dM}{dY}=0 \Rightarrow$ $1.44y^2+10.14y-32.91=0 \implies y=2.42$ m

Donc : M=0.65.q

d) Calcul du ferraillage :

.

Tableau III.20 : Ferraillage de la dalle

Fc28 = 25Mpa		Mu	Ftj= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	$\overline{\sigma}$=14.2MPa	$\overline{\sigma}$=348 Mpa	St (cm^2)
Sens X	En travée	7.34	A=1.7cm^2	Achoisie=7HA8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15
	En appuis	3.67	A= 1.7cm^2	Achoisie=7HA8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15
Sens Y	En travée	7.34	A=1.7cm^2	Achoisie=7HA8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15
	En appuis	3.67	A= 1.7cm^2	Achoisie=7HA8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15

Tableau III.21 : Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
Sens X	En travée	σ_b=1.4Mpa	$\overline{\sigma_b}$= 15 MPa	Vérifiée	τ=0.126 Mpa	$\overline{\tau}$=1.16 MPa	Vérifiée
	En appuis	σ_b=0.7Mpa		Vérifiée			
Sens Y	En travée	σ_b=1.4Mpa		Vérifiée	τ=0.130 Mpa		Vérifiée
	En appuis	σ_b=0.7Mpa		Vérifiée			

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

e) Vérification de la flèche préliminaire :

1ère condition	**2ème condition**
h/L ≥ Mt/20M0	$\boldsymbol{\rho = \frac{A}{b0 * d} \leq 2/f_e}$
0.15/3.90=0.038 ≥ 5.34/20*15.62=0.017	3.14/(100*12)=0.0026 ≤ 2/400=0.005
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

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

III.4. L'acrotère :

Son calcul est en flexion composée.

III.4.1.Evaluation des charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.22 : Les efforts à l'ELU et l'ELS

G = 1.875 kN/ml	**ELU**	
	Effort normal	Nu= 1.35G = 1.35x1.875= 2.53 kN
	Moment	Mu = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 kN
	Effort tranchant	Tu = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 kN
Q = 1 kN/ml	**ELS**	
	Effort normal	N_{ser} = G= 1.875 kN
	Moment	M_{ser} =Q x h=1x0.6=0.6 kN
	Effort tranchant	T_{ser} = Q = 1 kN

III.4.2.Calcul du ferraillage l'acrotère :

Le calcul du ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau .III.23 : La section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}=2.1Mpa	Fe= 400 Mpa	$\overline{\sigma_b}$= 14.2 Mpa	$\overline{\sigma s}$=348 Mpa
A= 4.4 cm^2	A choisie=6HA10 = 4.71 cm^2			St= 20 cm
A= 4.4 cm^2	$A_{rep\ choisie}$= 3HA8 = 2.01 cm^2			St= 20 cm

III.4.3.La vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau .III.24 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes à L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b= 0.3 Mpa	$\overline{\sigma_b}$= 15 Mpa	vérifiée		τ= 0.02 Mpa	$\bar{\tau}$=2.5 Mpa	Vérifiée
σ_s = 2.2 Mpa	σ_s'= 2.7 Mpa	$\overline{\sigma s}$=202 Mpa	vérifiée			

III.5.L'escalier :

On a :

L_{max} (cm	n contremarche	n-marche	h	g (cm)	e_p (cm)
396	9	8	15	30	15

III.5.1.Evaluation des charges et surcharges :

- ✓ **Palier**

Tableau III.26 : Evaluation de la charge permanente du palier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	20	0.36
G = 5.49KN/m^2			

Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN/m2

- ✓ **Paillasse :**

Tableau III-27 : Evaluation de la charge permanente de paillasse

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre des marches	0.17/2	22	1.87
Poids propre de la paillasse	0.15	20	4.31
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G = 7.92 KN/m^2			

Tableau III-28 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
Mt = 20.86 kN.m	Ma = 12.27 kN.m
ELS	
Mt = 15.04 kN.m	Ma = 8.84 kN.m

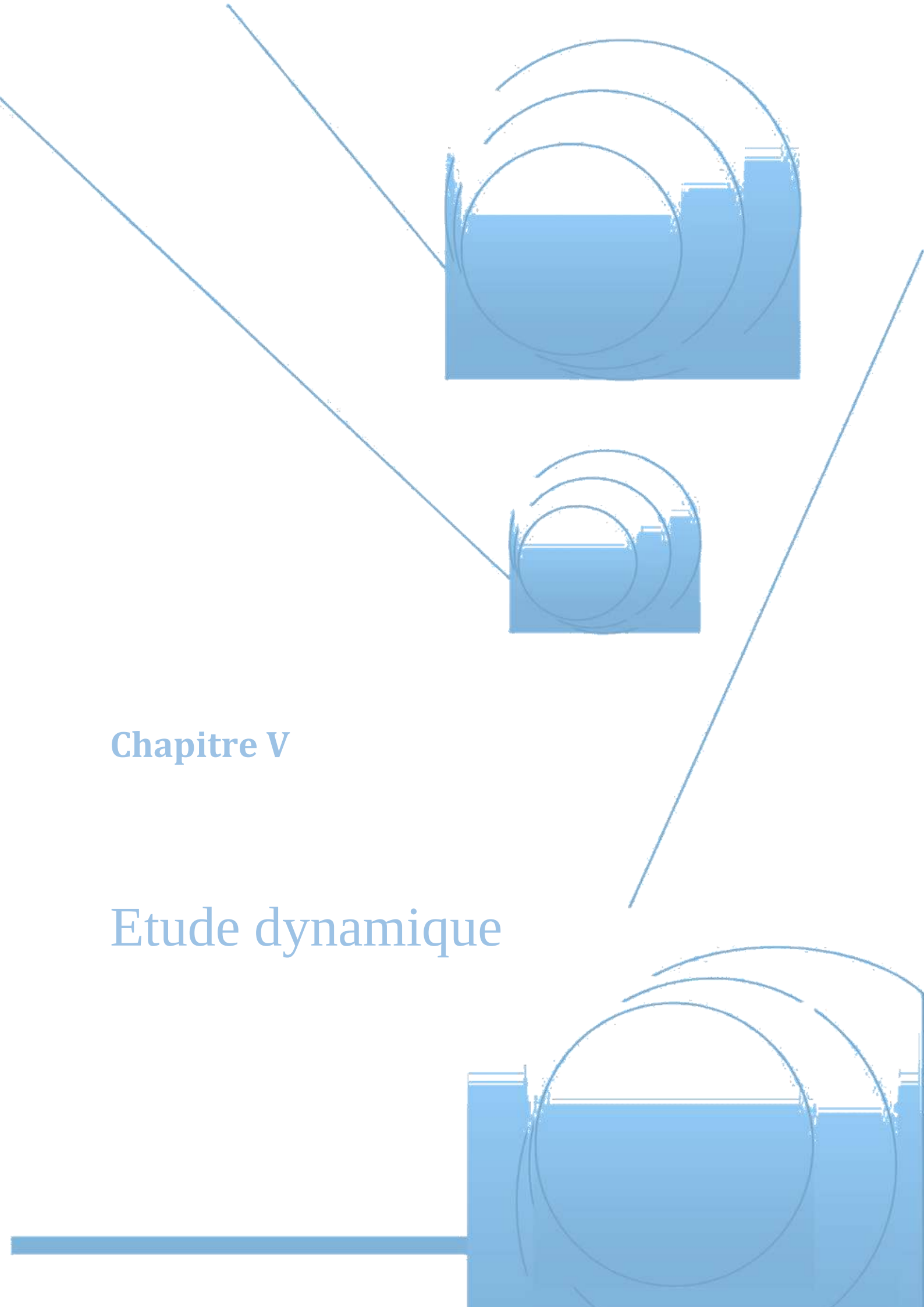
III.5.2.Ferraillage de l'escalier :

Tableau .III-29 : la section d'armatures

fc28 = 25Mpa	**ftj= 2.1 Mpa**	**Fe= 400 Mpa**	$\bar{\sigma}_b$**= 14.2 Mpa**	σ_s**= 348 Mpa**
En travée	A=5 cm^2	A choisie= 5HA12= 5.65 cm^2		St = 15 cm
En appui	A= 3.54 cm^2	A choisie=5HA10 = 3.92 cm^2		St = 15 cm
Arep = 1.41 cm^2	Arep choisie= 4HA10 = 3.14 cm^2			St = 15 cm

Tableau .III-30 : Vérification des contraintes

Vérification de la contrainte à LELS						
En travée	σ_b= 6.99 Mpa	$\bar{\sigma}_b$= 15 Mpa	vérifiée	σ_s=237.26Mpa	$\overline{\sigma s}$= 202 Mpa	vérifiée
En appui	σ_b= 5.14Mpa		vérifie	σ_s= 245.02 Mpa		
Vérification au cisaillement			τ= 0.22 Mpa		τ_{adm}=3.33Mpa	
Vérification de la flèche			f = 0.32 mm		f_{adm} =0.38mm	



Chapitre V

Etude dynamique

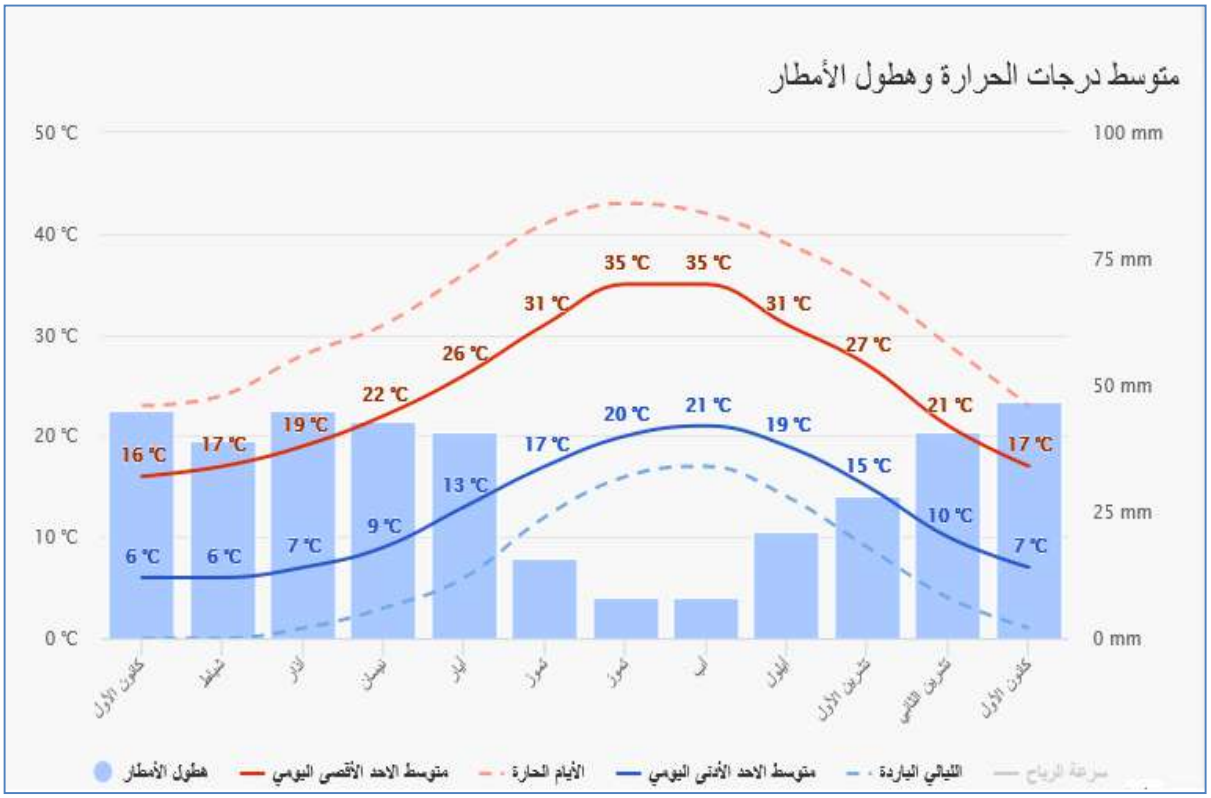
IV.1. Introduction :

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- ✓ En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- ✓ Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- ✓ Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Vu que les dimensions en plan du bâtiment étudié sont supérieures à 25 m,

L_X = 31,21m, L_Y = 13.71 m ; il est impératif de faire une étude thermique ; En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.



IV.2. Effet de la température :

La variation de la température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; une augmentation sensible de la température provoque

une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Sous ces variations, il est indispensable de soit prévoir des joints de dilatation tous les 25 m et cela en respectant les normes d'exécution, soit prendre en compte dans le calcul l'effet de température.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est uniforme, donc principalement les éléments situés à l'extérieur sont les plus concernés par l'étude de l'effet de température

IV.1.1. La procédure du calcul C.B.A93 [Art.3.3.2]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 30.21 m et LY = 13.71 m, un calcul à la température a été conduit sur la base **Δt = 15°C**

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **SAP2000V19.1** en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

Les sollicitations les plus défavorables sont (1,35 G + 1,5 Q + 1.5 T) (ELU)

Sous l'effet de variation de la température, l'allongement on le raccourcissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$\Delta L = \theta \times L_0 \times \Delta t$ Sachant que : $\xi = \frac{\Delta L}{L}$ Donc : $\xi = \theta \times \Delta t$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOK qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$N = E \times \xi \times S$

D'où : $N = E \times \theta \times \Delta t \times S$

Avec :

ΔL : variation de la longueur de l'élément

Δt : variation de la température

θ : Gradient thermique

L_0 : longueur de la poutre

E : module de YOUNG

S : surface de la poutre

σ : contrainte thermique

IV.4. Résultats du calcul :

Tableau VI.1 : étude thermique

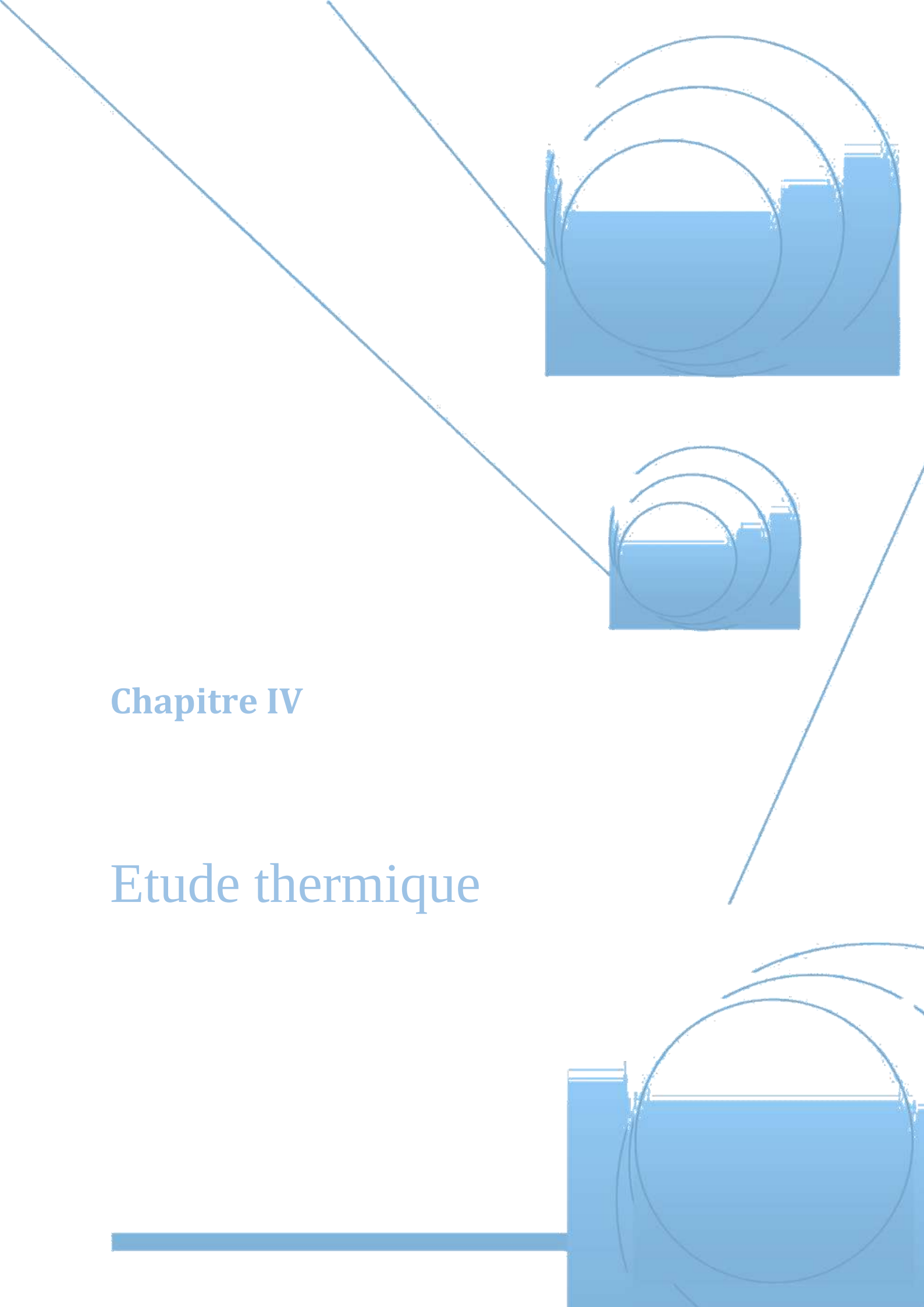
E (Mpa)	Sp (m^2)	Δt (°C)	θ	
32164,2	0.105	15	$1x10^{-5}$	Nx=506.58kN

Tableau VI.2 : Ferraillage des poutres non porteuses selon 1,35G +1,5Q+ 1.5 T

	Appuis					Travée				
Poutres	N (kN)	M_{max} (kN.m)	Combinaison	A_s cm^2	A_s' cm^2	N (kN)	M_{max} kN.m	Combinaison	A_s cm^2	A_s' cm^2
Terrasse	759.87	1.37	1.35G+1.5Q +1.5T	0	0	759.87	54.94	1.35G+1.5Q +1.5T	0	0
Etage courant	759.87	1.05	1.35G+1.5Q +1.5T	0	0	759.87	23.34	1.35G+1.5Q +1.5T	0	0

Conclusion :

A partir de l'analyse des différentes sollicitations dans ce chapitre, on déduit que pour des structures lourdes (béton armé) les actions thermiques n'ont pas un effet majeur.



Chapitre IV

Etude thermique

V.1.Introduction :

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

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

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

V.2.Caractéristiques géométriques de la structure:

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

V.2.1. Centre de masse :

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

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

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

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.

V.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{A_0 . (\alpha . \xi)}{\alpha^2} + 1}$ **[4]**

Avec : a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}\ldots & si\ \ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ \ n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centre de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

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

H_0: hauteur totale du refend.

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

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

H: hauteur d'étage.

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

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

Avec : $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

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

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

V.2.3. Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :

Tableau V-1: centre de mass et centre de torsion

Niveau (m)	centre de mass		centre de torsion	
	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
4.08	14.066	7.034	14.545	7.359
7.14	14.348	7.207	14.282	6.643
10.2	14.349	7.216	14.266	6.676
13.26	14.348	7.226	14.298	6.841
16.32	14.349	7.235	14.324	6.990
19.38	14.349	7.245	14.339	7.117
22.44	14.349	7.245	14.350	7.231
25.5	14.356	7.242	14.361	7.331
28.56	14.670	7.295	14.372	7.407

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

V.2.4.Excentricité :

V.2.4.a.Excentricité statique :

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

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

Tableau V-2: calcul de l'excentricité statique

Niveau (m)	Direction x			Direction y		
	XR (m)	XG (m)	Ex = |XR-XG| (m)	YR (m)	YG (m)	Ey = |YR-YG| (m)
4.08	14.545	14.066	0.479	7.359	7.034	0.325
7.14	14.282	14.348	0.066	6.643	7.207	0.564
10.2	14.266	14.349	0.083	6.676	7.216	0.540
13.26	14.298	14.348	0.050	6.841	7.226	0.385
16.32	14.324	14.349	0.025	6.990	7.235	0.245
19.38	14.339	14.349	0.010	7.117	7.245	0.128
22.44	14.350	14.349	0.001	7.231	7.245	0.014
25.5	14.361	14.356	0.005	7.331	7.242	0.089
28.56	14.372	14.670	0.298	7.407	7.295	0.112

On constate que le système de contreventement a minimisé l'excentricité.

V.2.4.b.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

$$Ex = 0{,}05.\,Lx$$

$$Ey = 0{,}05.\,Ly$$

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

Tableau V -3: calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
4.08	31.48	15.98	1.574	0.799
7.14	31.48	15.98	1.574	0.799
10.2	31.48	15.98	1.574	0.799
13.26	31.48	15.98	1.574	0.799
16.32	31.48	15.98	1.574	0.799
19.38	31.48	15.98	1.574	0.799
22.44	31.48	15.98	1.574	0.799
25.5	31.48	15.98	1.574	0.799
28.56	31.48	15.98	1.574	0.799

V.2.4.c. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

Tableau V-4 : calcul de l'excentricité totale

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
4.08	0.209	1.574	-1.365	0.325	0.799	-0.474
7.14	0.066	1.574	-1.508	0.564	0.799	-0.235
10.2	0.083	1.574	-1.491	0.540	0.799	-0.259
13.26	0.050	1.574	-1.524	0.385	0.799	-0.414
16.32	0.025	1.574	-1.549	0.245	0.799	-0.554
19.38	0.010	1.574	-1.564	0.128	0.799	-0.671
22.44	0.001	1.574	-1.573	0.014	0.799	-0.785
25.5	0.005	1.574	-1.569	0.089	0.799	-0.710
28.56	0.298	1.574	-1.276	0.112	1.574	-0.689

Longueur du bâtiment : 31.48 m → 15% = 4.72 m

Largeur du bâtiment 15.98 m → 15% = 2.40 m

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

V.3.Choix de la méthode de calcul :

V.3.1.Introduction :

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

- Méthode statique équivalente

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

V.3.2.Méthode dynamique modale spectrale :

V.3.2.1.Principe :

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

V.3.2.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur sap2000 est le modèle de nœud maitre basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves

V.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul. [ART 4.3.3 RPA99V2003].

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

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

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

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

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Médéa (zone IIb).

Donc : A=0,20

b. 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].

c. coefficient de comportement R [Art 3.5 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.
- ✓ Justification du coefficient de comportement R : On doit vérifier le type de notre système à partir de résultats obtenus par le logiciel sap2000 qui sont données ci-après selon le tableau, suivant X.

Tableau V-5 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
28.56	10220.258	5451.851	4768.407	1514.618	0.000	1514.618
22.44	15466.320	9258.409	6207.911	2047.254	0.000	2047.254
19.38	20510.340	12463.778	8046.562	2638.165	0.000	2638.165
16.32	25984.256	16672.653	9311.603	3135.419	0.000	3135.419
13.26	31723.422	21366.915	10356.507	3568.560	0.000	3568.560
10.2	37736.798	26398.304	11338.494	3964.260	0.000	3964.260
7.14	43434.319	29976.078	13458.241	4346.283	0.000	4346.283
4.08	51587.199	19457.743	32129.456	4678.856	0.000	4678.856

Tableau V-6 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
28.56	100	53.344	46.656	100	0.000	100.000
22.44	100	59.862	40.138	100	0.000	100.000
19.38	100	60.768	39.232	100	0.000	100.000
16.32	100	64.164	35.836	100	0.000	100.000
13.26	100	67.354	32.646	100	0.000	100.000
10.2	100	69.954	30.046	100	0.000	100.000
7.14	100	69.015	30.985	100	0.000	100.000
4.08	100	37.718	62.282	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau V-7 : Vérification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
28.56	11020.819	5451.851	5568.968	2040.989	0.000	2040.989
22.44	16537.878	9258.409	7279.469	2714.954	0.000	2714.954
19.38	21930.481	12463.778	9466.703	3280.247	0.000	3280.247
16.32	27660.649	16672.653	10987.996	3741.525	0.000	3741.525
13.26	33600.818	21366.915	12233.903	4124.190	0.000	4124.190
10.2	39671.057	26398.304	13272.753	4426.742	0.000	4426.742
7.14	44978.581	29976.078	15002.503	4639.523	0.000	4639.523
4.08	39520.582	19457.743	20062.839	3841.254	0.000	3841.254

Tableau V-8 : Vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
28.56	100	49.469	50.531	100	0.000	100.000
22.44	100	55.983	44.017	100	0.000	100.000
19.38	100	56.833	43.167	100	0.000	100.000
16.32	100	60.276	39.724	100	0.000	100.000
13.26	100	63.590	36.410	100	0.000	100.000
10.2	100	66.543	33.457	100	0.000	100.000
7.14	100	66.645	33.355	100	0.000	100.000
4.08	100	49.234	50.766	100	0.000	100.000

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

d. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : ($Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q$).

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau V-9 : détermination du facteur de

Critère "q"	P_q			
	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0	0	0.05
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	0
			1.05	**1.15**

e. Période caractéristique associées à la catégorie de site [Tab 4.7 RPA99v2003] :

D'après le rapport du sol : Site S3 $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

V.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

1. Vérification du comportement modal de la structure
2. Vérification de la participation massique
3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
4. Vérification de la stabilité au renversement
5. Vérification des déplacements
6. Vérification de l'effort normal réduit
7. Vérification des contraintes de cisaillement
8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

V.4.1 Vérification de comportement modal de la structure :

✓ Disposition des voiles :

Après une dizaine de dispositions, nous avons retenus les trois suivantes dont la dernière avait le comportement le plus optimal.

Disposition1 :

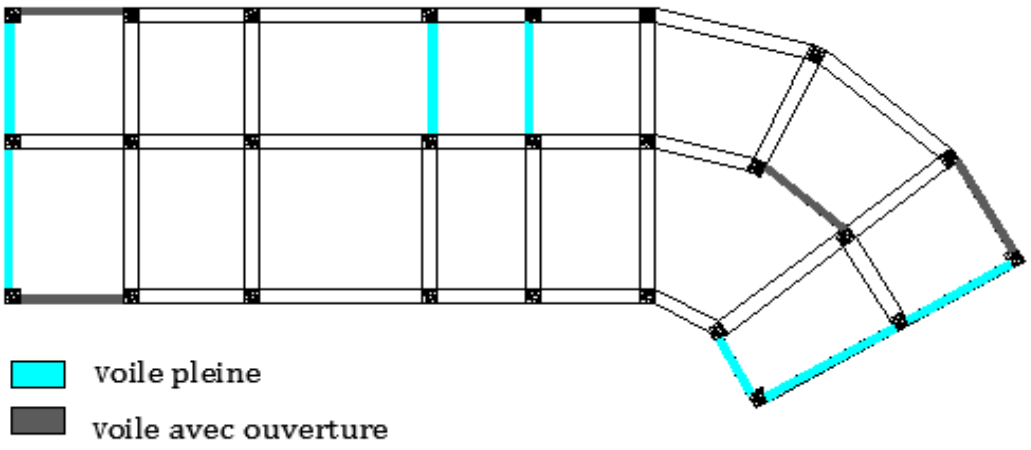


Tableau V-10: Vérification de comportement des trois premiers

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.55	11 %	39 %	3 %	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.45	59 %	11 %	4 %	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.44	10 %	9 %	63 %	Rotation autour l'axe Z

Disposition2 :

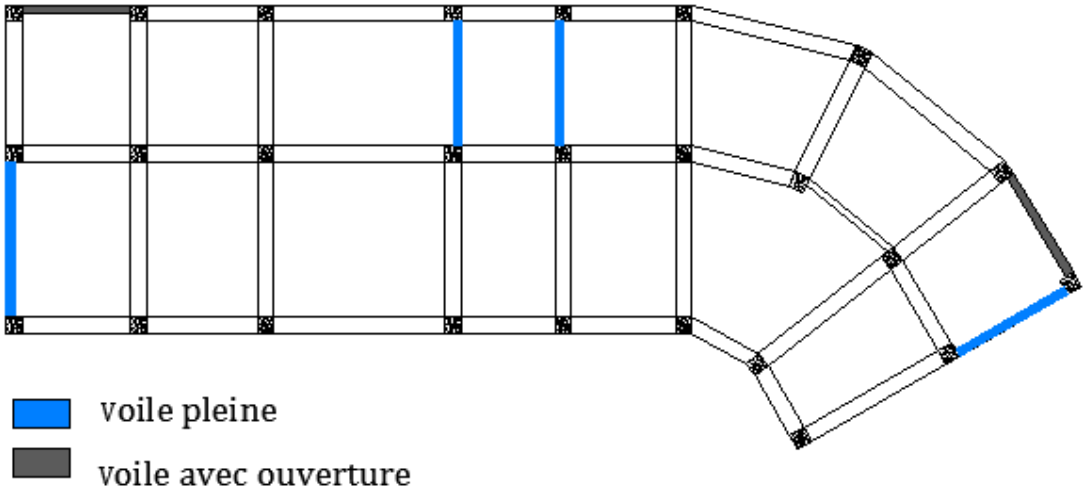


Tableau V-11 : Vérification de comportement des trois premiers

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.63	49.00%	0.60%	0.01%	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.56	0.63%	45.00%	0.01%	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.43	0.05%	0.18%	46.00%	Rotation autour l'axe Z

Disposition de la structure finale :

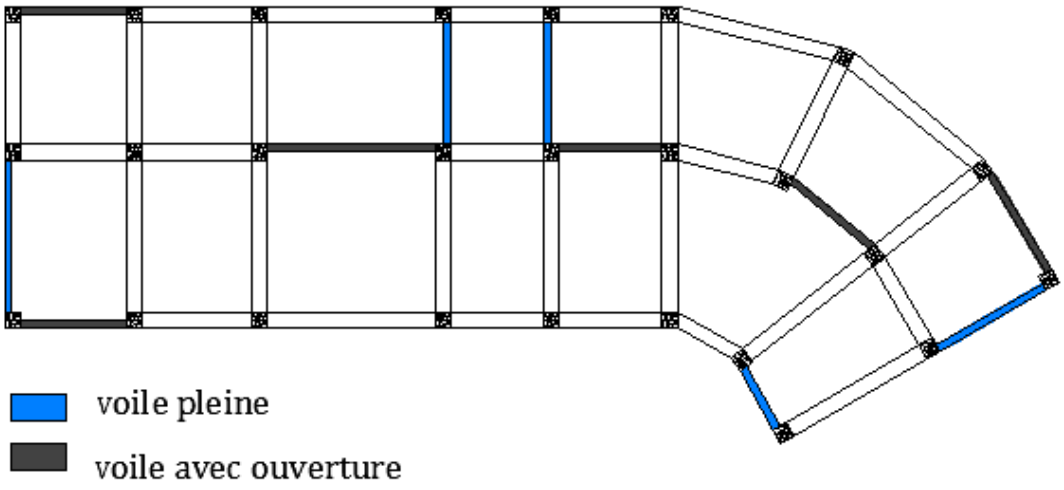


Tableau V-12 : Vérification de comportement des trois premiers

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.55	2 %	62 %	0 %	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.45	62 %	2 %	0 %	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.44	0 %	0 %	63 %	Rotation autour l'axe Z

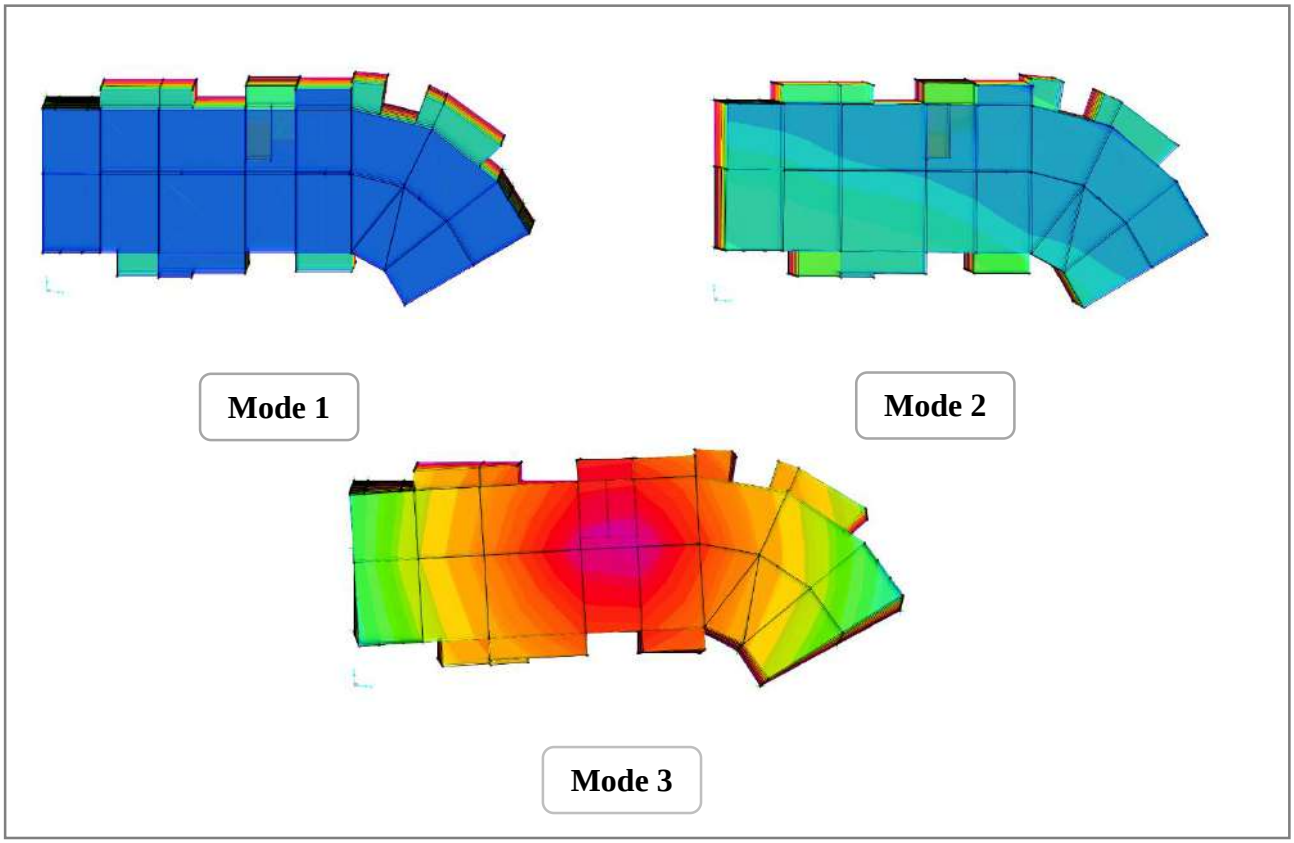


Figure V-1 : le comportement des trois premiers modes

V.4.2. Vérification de la participation massique :

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

✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

✓ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Tableau V-13 : vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
47	0.057	85.09%	90.141%	85.81%
60	0.5	87.35%	93.64%	91.316%
96	0.036	90.605%	96.84%	92.94%

On remarque que le sens Y dissipé rapidement que le sens X car ce le sens de faible rigidité

V.4.3.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 = 0,20 … [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

Tableau V-14 : calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣW (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
0.2	2.205	2.205	3.5	1.05	1.15	40310.72	5333.108	5841.023

Tableau V-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	5333.108	4290.052	0.804	Vérifiée
Suivant y	5841.023	4645.705	0.800	Vérifiée

V.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \ge 1.5$

Tableau V-16 : Vérification de la stabilité

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
293665.351	571387.86	94615.019	89368.010	**3.103**	**6.393**	Vérifiée

Commentaire :

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

V.4.5. Vérification des déplacements [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 $0.01h_e$

Suivant X :

Tableau V-17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

niveau(m)	h étage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-étage(cm)	δ adm (cm)	vérification
28.56	3.06	1.445	5.057	0.704	3.06	**vérifiée**
25.5	3.06	1.244	4.353	0.716	3.06	**vérifiée**
22.44	3.06	1.039	3.637	0.720	3.06	**vérifiée**
19.38	3.06	0.833	2.917	0.706	3.06	**vérifiée**
16.32	3.06	0.632	2.210	0.669	3.06	**vérifiée**
13.26	3.06	0.441	1.542	0.600	3.06	**vérifiée**
10.2	3.06	0.269	0.942	0.496	3.06	**vérifiée**
7.14	3.06	0.127	0.446	0.348	3.06	**vérifiée**
4.08	4.08	0.028	0.097	0.097	4.08	**vérifiée**

Suivant Y :

Tableau V-18 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

niveau(m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm(cm)	vérification
28.56	3.06	2.054	7.190	1.050	3.06	vérifiée
25.5	3.06	1.754	6.140	1.060	3.06	vérifiée
22.44	3.06	1.451	5.079	1.047	3.06	vérifiée
19.38	3.06	1.152	4.032	1.004	3.06	vérifiée
16.32	3.06	0.865	3.028	0.925	3.06	vérifiée
13.26	3.06	0.601	2.103	0.807	3.06	vérifiée
10.2	3.06	0.370	1.296	0.651	3.06	vérifiée
7.14	3.06	0.184	0.645	0.449	3.06	vérifiée
4.08	4.08	0.056	0.196	0.196	4.08	vérifiée

V.4.6.Vérification au cisaillement des éléments :

Cette vérification ce fera selon le CBA dans le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure.

a. 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.

.b 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 V-19: Vérification de cisaillement des

section	b(cm)	h(cm)	T(v2) (kN)	combinaison	fissuration	τ (mpa)	τ adm (mpa)	vérification
pp30x40	30	40	152.139	ELU	peu nuisible	1.352	2.50	**vérifiée**
ps30x35	30	35	119.268	ELU	peu nuisible	1.223	2.50	**vérifiée**
P palier	30	30	16.749	ACC	préjudiciable	0.172	4.35	**vérifiée**
long30x30	30	30	7.253	ELU	peu nuisible	0.088	2.50	**vérifiée**

- Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les poutres.

V.4.7.Vérification du l'effort normal réduit à la base [Art 7.1.3.3 RPA99v200] :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Tableau IV-20 : Vérification de l'effort normal

	N_d (KN)	Bc(cm^2)	Combinaison	υ	$\upsilon \leq 0.3$
POT 55X55	-2046.01	280900	1.35G+1.5Q	0.299	**Vérifiée**

- D'après les résultats de l'analyse dynamique, les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Niveau	Section	
	b (cm)	h (cm)
4eme étage -7eme étage	45	45
2eme étage -3eme étage	50	50
Entresol -1er étage	55	55

Remarque :

Sur la base de ces résultats, nous avons opté pour une résistance de 25MPa dont la composition est la suivante :

- ✓ Ciment (classe 325) ……...**350Kg.**
- ✓ Sable (0/5) ……..…….. **400Kg.**
- ✓ Gravier (5/25)**.....**…...**800Kg.**
- ✓ Eau de gâchage…….**....175L.**

V4.8. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

Vk: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

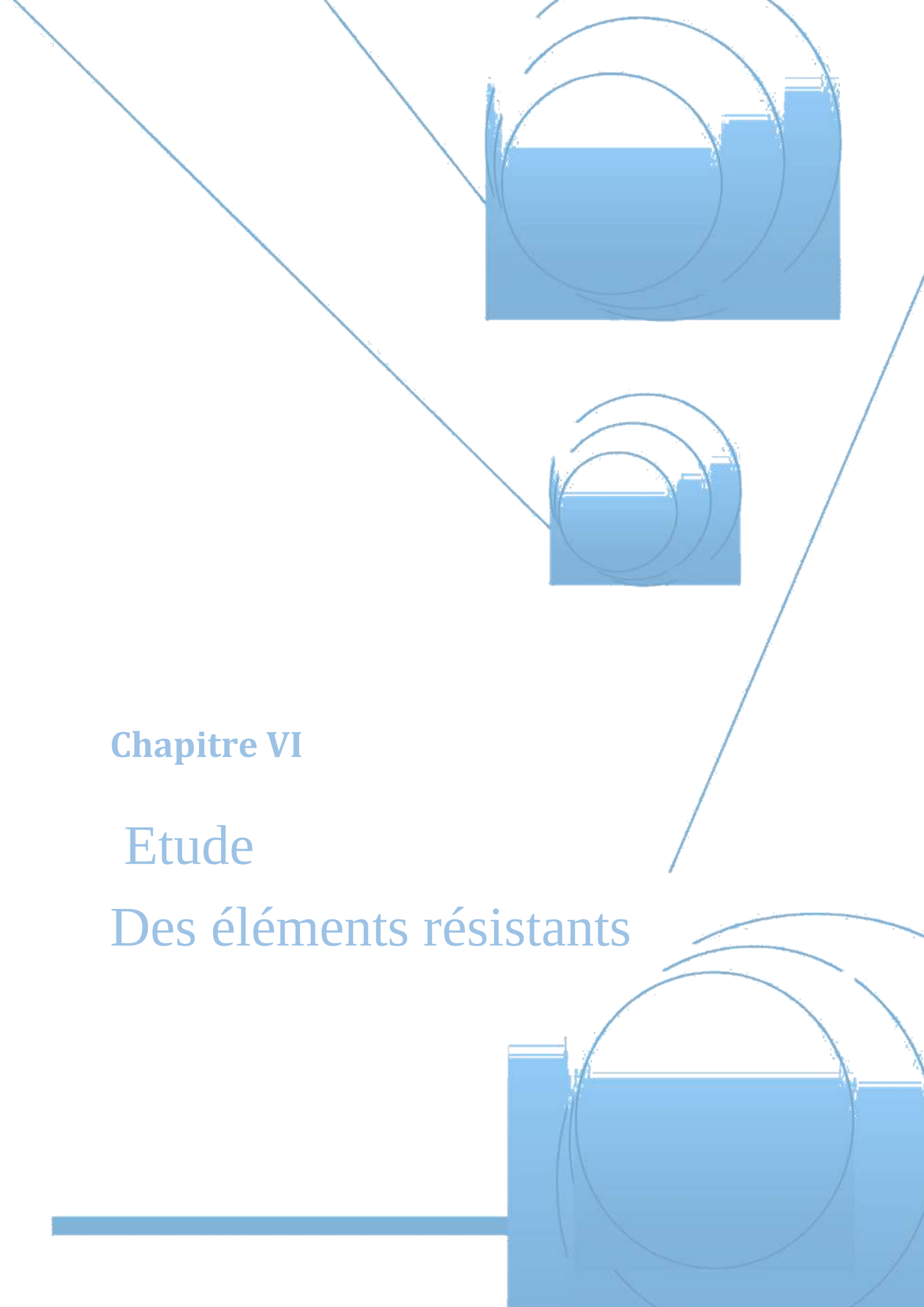
hk: hauteur de l'étage « k ».

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.

Tableau V-21 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y

Niveau (m)	hk (cm)	Pk (KN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (KN)	Vky (KN)	θkx	θky	θkx ≤ 0.1
28.56	306	4008.71	0.67	1.19	857.11	928.16	0.0102	0.0168	Vérifiée
25.5	306	3705.77	0.63	1.19	707.44	766.09	0.0108	0.0188	Vérifiée
22.44	306	3784.55	0.66	1.19	635.78	688.49	0.0128	0.0214	Vérifiée
19.38	306	3838.57	0.67	1.12	556.92	603.09	0.0151	0.0233	Vérifiée
16.32	306	3868.24	0.59	0.98	472.61	511.7	0.0158	0.0242	Vérifiée
13.26	306	3932.19	0.56	0.88	390.35	422.71	0.0184	0.0268	Vérifiée
10.2	306	4006.04	0.46	0.73	305.91	331.27	0.0197	0.0288	Vérifiée
7.14	306	4045.71	0.35	0.53	216.25	234.18	0.0214	0.0299	Vérifiée
4.08	408	4834.88	0.07	0.28	147.68	159.92	0.0056	0.0207	Vérifiée



Chapitre VI

Etude
Des éléments résistants

VI.1.Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'acier nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.
Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

VI.2.Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

• Combinaisons exigées par le " CBA 93 "

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

• Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003

0.8G ± E

G+Q ± E

VI.3.Ferraillage des poutres

VI.3.1.Introduction

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

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

Tableau VI-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1,5$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ = 14,2Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$ = 18.48Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

VI.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 :

VI.3.2.1.Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1] :

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

• Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuiLa longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

VI.3.2.2.Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2] :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003 ; St et b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- ✓ St ≤ h/2 en Zone courante.
- ✓ St ≤min (h/4 ; 12ϕl) en zone nodale.

VI.3.3.Ferraillage des poutres principales (30x40) :

Tableau VI-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)

Usage		Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Rive	Travée	94.12	1.35G+1.5Q	6.7	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	-142.01	1.35G+1.5Q	10.4	3HA14+3HA16	10.65
	Intermédiaire	Travée	94.127	1.35G+1.5Q	6.7	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	-144.01	1.35G+1.5Q	10.3	3HA14+3HA16	10.65

Habitation	Rive	Travée	94.12	1.35G+1.5Q	6.7	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	-142.97	1.35G+1.5Q	10.4	3HA14+3HA16	10.65
	Intermédiaire	Travée	53.91	1.35G+1.5Q	4.3	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	-136.47	1.35G+1.5Q	10.1	3HA14+3HA16	10.65

Tableau VI-3 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)

Usage	Section	Position	M (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x40	Travée	94.12	1.35G+1.5Q	6.7	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	-144.01	1.35G+1.5Q	10.3	3HA14+3HA16	10.65
Habitation	30x40	Travée	94.12	1.35G+1.5Q	6.7	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	-142.97	1.35G+1.5Q	10.1	3HA14+3HA16	10.65

VI.3.3.1.Vérification des sections minimales des poutres principales (30x40) :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau VI-4 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales (30x40)

Usage		Position	A calcule (cm^2)	A ' (cm^2)	Amin (RPA)	Amin (CBA)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Rive	Travée	6.7	0	6	1.2	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	10.4	0	6	1.2	3HA14+3HA16	10.65
	Intermédiaire	Travée	6.7	0	6	1.2	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	10.3	0	6	1.2	3HA14+3HA16	10.65
Habitation	Rive	Travée	6.7	0	6	1.2	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	10.4	0	6	1.2	3HA14+3HA16	10.65
	Intermédiaire	Travée	4.3	0	6	1.2	3HA14+2HA14	7.70
		Appui	10.1	0	6	1.2	3HA14+3HA16	10.65

VI.3.3.2.Verification des contraintes à ELS des poutres principales selon CBA93 :

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x40)

Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma s}$
Terrasse	Travée	48.34	7.70	6	15	71.6	202	vérifiée
	Appui	-90.30	10.65	10.1		-		vérifiée
Habitation	Travée	39.14	7.70	4.9	15	-	202	vérifiée
	Appui	-87.29	10.65			-		vérifiée

VI.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales :

Tableau VI-6 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau VI-7 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (30x40)

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	147.47	1.35G+1.5Q	1.31	3.3	vérifiée
	Habitation	129.23	1.35G+1.5Q	1.14	3.3	vérifiée
Rive	Terrasse	150.36	1.35G+1.5Q	1.33	2.5	vérifiée
	Habitation	104.75	1.35G+1.5Q	0.93	3.26	vérifiée

Les poutres principales sont vérifiées cis à vis au cisaillement.

VI.3.4.Ferraillage des poutres secondaires (30x35) :

Tableau VI-8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35)

Usage		Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Rive	Travée	56.79	1.35G+1.5Q	4.6	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	-87.36	G+Q+Edy	7.3	3HA12+3HA14	8.01
	Intermédiaire	Travée	50.37	G+Q+Edy	4.1	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	-61.57	G+Q+Edy	5	3HA12+3HA14	8.01
Habitation	Rive	Travée	44.48	1.35G+1.5Q	4.2	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	-84.97	G+Q+Edy	7.1	3HA12+3HA14	8.01
	Intermédiaire	Travée	56.14	G+Q+Edx	4.5	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	-64.20	G+Q+Edx	5.2	3HA12+3HA14	8.01

VI.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (30x35)

Tableau VI-9 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres **secondaires** (30x35)

Usage		Position	A calcule (cm^2)	A ' (cm^2)	Amin (RPA)	Amin (CBA)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Rive	Travée	4.6	0	5.25	1.05	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	7.3	0	5.25	1.05	3HA12+3HA14	8.01
	Intermédiaire	Travée	4.1	0	5.25	1.05	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	5	0	5.25	1.05	3HA12+3HA14	8.01
Habitation	Rive	Travée	4.2	0	5.25	1.05	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	7.1	0	5.25	1.05	3HA12+3HA14	8.01
	Intermédiaire	Travée	4.5	0	5.25	1.05	3HA12+3HA12	6.79
		Appui	5.2	0	5.25	1.05	3HA12+3HA14	8.01

VI.3.4.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires selon CBA93 :

Tableau VI-10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x35)

Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma s}$
Terrasse	Travée	40.65	6.79	6.9	15	79.8	202	vérifiée
	Appui	-72.64	8.01	11.7		137.9		vérifiée
Habitation	Travée	32.23	6.79	5.5	15	63.2	202	vérifiée
	Appui	-47.21	8.01	7.6		89.7		vérifiée

VI.3.4.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires :

Tableau VI-11 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau VI-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	**Terrasse**	113.65	1.35G+1.5Q	1.19	2.5	**vérifiée**
	Habitation	176.34	G+Q+Edx	1.8	3.26	**vérifiée**
Rive	**Terrasse**	131.88	G+Q+Edx	1.35	4.34	**vérifiée**
	Habitation	358.79	G+Q+Edx	3.67	4.34	**vérifiée**

VI.3.5.Calcul des armatures transversales :

D'après RPA2003Art [7.5.2.2] :

At min=0.003.St.b

St ≤ Min [$\frac{h}{4}$; 12 ∅ ; 30m] (zone nodale) **St'** ≤ $\frac{h}{2}$ (zone courante)

D'après CBA 93 :

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

Tableau VI-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA		RPA 99			$S_{t\,adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	St (cm²)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)
30×40	1.32	33.75	2.01	9.6	20	0.9	10	15	**2.01=4Φ8**
30×35	1.35	29.25	2.01	9.6	17.5	0.9	10	15	**2.01=4Φ8**

VI.3.6.Vérification de la flèche :

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

Tableau VI-14 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.081	0.063	vérifiée	0.081	0.075	vérifiée	0.009	0.0105	vérifiée
PS	0.069	0.063	vérifiée	0.069	0.077	vérifiée	0.009	0.0105	vérifiée

VI.4.Ferraillage des poteaux :

VI.4.1. Détermination des armatures longitudinales :

VI.4.1.1. Recommandations des règlements :

- ✓ **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**

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

• Leur pourcentage est limité en zone IIb par :

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\% \text{ : En zone courante}$$

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\% \text{ : En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone IIb
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.

VI.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Tableau VI-15 : Ferraillage longitudinale des poteaux

section	sollicitation	combinaison	N (KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)	Acal (cm^2)
55*55	Nmax-Mycorrs-Mxcorres	ELU	2046.01	5.77	12.60	8.8
	Nmin-Mycorrs-Mxcorres	ELU	413.54	10.90	38.72	8.8
	Mymax-Ncorrs Mxcorrs	ELU	1564.99	85.04	0.35	8.8
	Mxmax-Ncorrs Mycorrs	ELU	1912.49	24.71	92.89	8.8
50*50	Nmax-Mycorrs-Mxcorres	ELU	1643.94	8.61	3.20	8
	Nmin-Mycorrs-Mxcorres	ELU	269.66	13.94	58.16	8
	Mymax-Ncorrs Mxcorrs	ELU	1148.81	56.06	13.20	8
	Mxmax-Ncorrs Mycorrs	ELU	1423.76	71.15	18.12	8
45*45	Nmax-Mycorrs-Mxcorres	ELU	1086.01	13.07	0.97	8
	Nmin-Mycorrs-Mxcorres	ELU	166.44	15.92	67.03	8
	Mymax-Ncorrs Mxcorrs	ELU	710.49	55.98	10.20	8
	Mxmax-Ncorrs Mycorrs	ELU	383.39	73.58	20.49	8

Tableau VI-16 : Chois de ferraillage longitudinal des poteaux

section	Acal (cm^2)	Amin(RPA)	A choisie (cm^2)
55*55	8.8	27.22	10HA14+6HA16=27.46
50*50	8	22.5	12HA16=24.13
45*45	8	18.22	12HA14=18.47

VI.4.1.3.Vérification des contraintes à ELS :

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

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15Mpa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15Mpa$

Et : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 202Mpa$

Tableau VI-17 : Vérification des contraintes à ELS

Pot	N(KN)	My(KN)	Mx(KN)	A choisie	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
55*55	1633.98	4.41	9.54	28.65	4.80	71.8	Vérifiée	Vérifiée
50*50	1195.74	6.56	2.64	24.12	3.50	52.6	Vérifiée	Vérifiée
45*45	789.52	9.78	0.37	18.47	3.40	52	Vérifiée	Vérifiée

VI.4.1.4.Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

✓ **Selon le CBA93** :

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

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

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

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

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à : $\left.\begin{array}{l}\lambda = \frac{\ell_f}{i}\\ i = \sqrt{\frac{I}{B}}\end{array}\right\}$

Tableau VI-18 : Vérification de cisaillement des poteaux

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau u}$
55x55	G+Q+Ex	41.402	0.152	13.471	0.075	1.875	3.26	vérifiée
50x50	G+Q+Ex	35.711	0.158	14.823	0.075	1.875	3.26	vérifiée
45x45	G+Q+Ex	35.420	0.196	16.469	0.075	1.875	3.26	vérifiée

VI.4.1.5.Vérification des armatures transversales :

- ✓ **Selon le CBA93 :**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation : $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$

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

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

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$

Avec dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] et $\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

- ✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

D'après l'article 7.4.2.2, On a : $St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$

Avec : At = nt. at

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau λg = lf/a .

- ρ = 2.5 st si λg ≥ 5

- ρ = 3.75 dans les cas contraintes.

Le RPA99 version 2003 fixe l'espacement maximal comme suit :

✓ Dans la zone nodale st ≤ [10 ϕl, 15] zone IIb

✓ Dans la zone courante : st ≤ 15 ϕl zone IIb

Φl : diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversale minimale At / (St x b) en % est donnée comme suit :

- 0.3% si $\lambda g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda g \leq 3$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φl minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminée > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau VI-19 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{CBA}	St_{RPA}	St_{finale}	At_{cal} (cm^2)	Choix (Cm^2)
55*55	41.102	3.89	3.75	44.812	courante	40	30	15	1.15	4HA8=2.01
					nodale	40	15	10	0.80	4HA8=2.01
50x50	35.711	4.28	3.75	46.894	courante	40	24	15	1.18	4HA8=2.01
					nodale	40	15	10	0.80	4HA8=2.01
45x45	35.420	4.76	3.75	42.552	courante	37.8	21	15	1.24	4HA8=2.01
					nodale	37.8	15	10	0.90	4HA8=2.01

Tableau VI-20 : Vérification de la quantité d'armatures

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
55*55	courante	0.24	vérifiée
	nodale	0.36	vérifiée
50x50	courante	0.26	vérifiée
	nodale	0.40	vérifiée
45x45	courante	0.29	vérifiée
	nodale	0.44	vérifiée

VI.5.Ferraillage des voiles

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

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

VI.5.1.les voiles pleins

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.

VI.5.2.les voiles avec ouvertures

- **Les trumeaux :**

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

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversale.

➢ **Les linteaux** :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

VI.5.3.Recommandations réglementaires

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

a) Armatures verticales :

✓ **Selon le CBA 93 :**

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.7.4] :**

Av = 0.20% B dans la section tendue du voile.

Av = 0.15% B dans la section globale du voile.

Av = 0.10% B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile

ϕ_{ver}: Diamètre vertical.

b) Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle supporter l'effort tranchant V.

Diamètre maximale des armatures horizontales $\phi_h \leq$ Min $[h/35, a/10, \phi v]$.

- **Espacement des armatures horizontales :**

$St = \min[0.9d ; 40cm]$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \gamma_s (\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]}$ ... ... [art A. 5.1.2.3 CBA93]

D'après le BEAL 91 : At= $A_l/4$

- **La contrainte limites de cisaillement :**

$\tau_b \leq \bar{\tau}$ Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4$Vu calculé

$\bar{\tau}= 0.2 f_{c28}$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.

$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

D = 0.9 h : hauteur utile.

- ✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

$\Phi h \leq \frac{1}{10}$.a

$Sh \leq A.h/ 0.003$

$Sh \leq$ Min [1.5a ; 30cm]

c) Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

VI.5.4. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93) :

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser

$$\varphi v, \varphi h \leq \frac{1}{10}.a$$

a : largeur de voile

VI.5.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau) :

VI.5.5.1.Les armatures verticales :

Tableau VI-21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles

sens	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Y	V_1	435x20	3835.53	6670.08	0.8G-Edy	18.2	18.2	2x (24HA10=18.85)
Y	V_2	345x20	785.30	3683.96	0.8G+Edy	18.3	18.3	2x (24HA10=18.85)
Y	V_3	345x20	899.89	3435.88	0.8G+Edy	15.1	15.1	2x (20HA10=15.71)
incliné	V_4	345x20	1617.42	1825.99	0.8G-Edy	14.6	14.6	2x (20HA10=15.71)
incliné	V_5	193x20	49.82	849.78	0.8G-Edy	10.8	10.8	2x (14HA10=11)

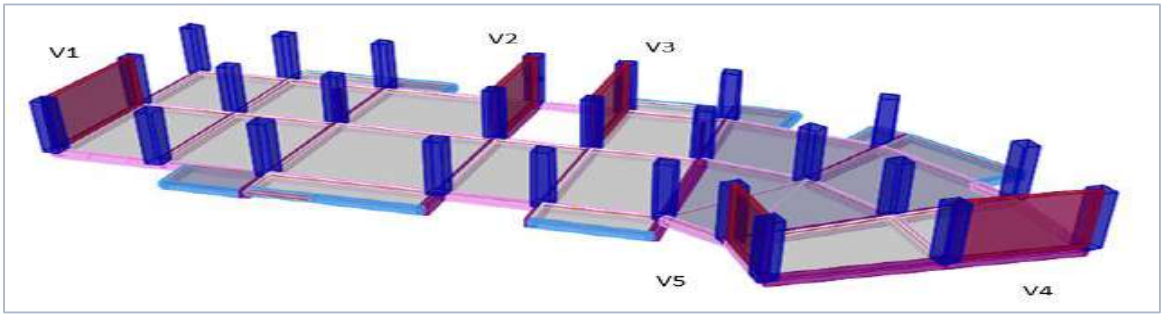


Figure VI-1 : Disposition des voiles V1 ; V2 ; V3 ; V4 ; V5.

Tableau VI-22 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Vérification
V_1	435x20	2x (24HA10=18.85))	13.05	8.7	Vérifiée
V_2	345x20	2x (24HA10=18.85)	10.35	6.9	
V_3	345x20	2x (20HA10=15.71)	10.35	6.9	
V_4	345x20	2x (20HA10=15.71)	10.35	6.9	
V_5	193x20	2x (14HA10=11)	5.79	3.86	

V.5.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI-23 : Vérification des contraintes à l'ELS

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	vérification
V_1	435x20	1979.57	143.74	32.7	32.7	2.2	33.1	15	202	vérifiée
V_2	345x20	1565.20	75.41	18.3	18.3	2.3	33.8	15	202	
V_3	345x20	1702.84	88.82	15.1	15.1	2.5	37.5	15	202	
V_4	345x20	1464.73	120.17	33.7	33.7	2.1	30.9	15	202	
V_5	193x20	903.80	431.95	10.8	10.8	2.2	32.6	15	202	

VI.5.5.3. Vérification des contraintes de cisaillements :

Tableau VI-24 : Vérification des contraintes des cisaillements

voile	S (cm^2)	T (KN.m)	τ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa	$\tau \leq \bar{\tau}$
V_1	435x20	975.18	1.24	5	vérifiée
V_2	345x20	968.92	1.56	5	
V_3	345x20	496.26	0.79	5	
V_4	345x20	199.43	0.32	5	
V_5	193x20	249.39	0.71	5	

VI.5.5.4. Calcul des armatures horizontales :

Tableau VI-25 : Détermination des armatures horizontales.

voile	S (cm^2)	τ Mpa	Sh CBA (cm)	Sh RPA (cm)	Sh (cm)		Ah (cm^2)
V_1	435x20	1.24	34.65	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	
V_2	345x20	1.56	26.55	30	ZN	9	2(6HA8)=3.02
					ZC	18	
V_3	345x20	0.79	26.55	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	
V_4	345x20	0.32	26.55	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	
V_5	193x20	0.71	12.87	30	ZN	9	2(6HA8)=3.02
					ZC	18	

VI.5.6.Ferraillage des voiles avec ouvertures (trumeau) :

VI.5.6.1.Les armatures verticales :

Tableau VI-26 : Calcul des armateurs verticaux des voiles

sens	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
X	V_6	342x20	937.89	3137.27	0.8G-Edx	14.5	14.5	2x (20HA10=15.71)
X	V_7	185x20	27.88	1186.02	0.8G-Edx	15.3	15.3	2x (20HA10=15.71)
incliné	V_8	168x20	731.78	1104.81	0.8G-Edx	8.8	8.8	2x (12HA10=9.42)
X	V_9	110x20	665	176.99	0.8G-Edx	5.2	5.2	2x (7HA10=5.5)
X	V_{10}	77x20	311.91	64.03	0.8G-Edx	3.9	3.9	2x (5HA10=3.93)
incliné	V_{11}	170x20	878.191	266.85	G+Q+Edy	8.6	8.6	2x (12HA10=9.42)

Tableau VI-27 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Vérification
V_6	342x20	2x (20HA10=15.71)	10.26	6.84	Vérifiée
V_7	185x20	2x (20HA10=15.71)	5.55	3.70	
V_8	168x20	2x (12HA10=9.42)	5.04	3.36	
V_9	110x20	2x (7HA10=5.5)	3.30	2.20	
V_{10}	77x20	2x (5HA10=3.93)	2.31	1.54	
V_{11}	170x20	2x (10HA10=7.85)	5.10	3.40	

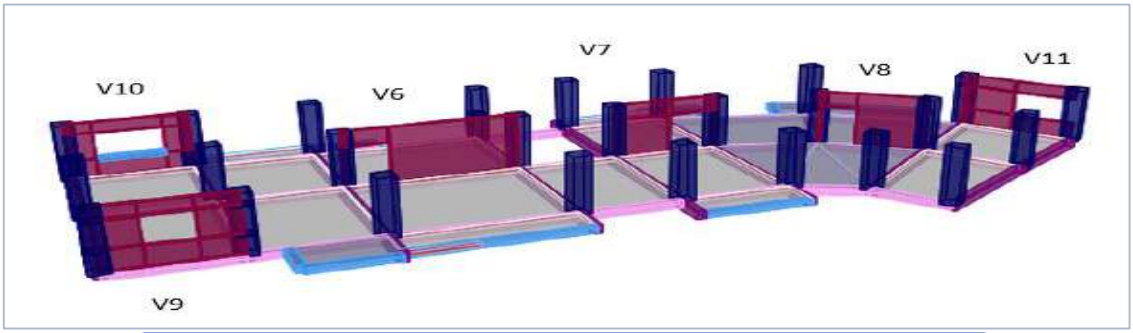


Figure VI-2 : Disposition des voiles V6 ; V7 ; V8 ; V9 ; V10 ; V11.

V.5.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI-28 : Vérification des contraintes à l'ELS

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	vérification
V_6	342x20	2342.67	2276.73	15.71	15.71	8.5	126.8	15	202	vérifiée
V_7	185x20	1666.64	201.71	15.71	15.71	5.3	79.2	15	202	
V_8	168x20	1119.58	68.36	9.42	9.42	3.7	55	15	202	
V_9	110x20	370.69	14.78	5.5	5.5	1.9	27.9	15	202	
V_{10}	77x20	282.68	2.26	3.93	3.93	1.8	26.9	15	202	
V_{11}	170x20	674.52	74.43	7.85	7.85	2.5	37.28	15	202	

VI.5.5.3. Vérification des contraintes de cisaillements :

Tableau VI-29 : Vérification des contraintes des cisaillements

voile	S (cm^2)	T (KN.m)	τ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa	$\tau \leq \bar{\tau}$
V_6	342x20	937.89	1.84	5	vérifiée
V_7	185x20	408.86	1.72	5	
V_8	168x20	320.98	3.26	5	
V_9	110x20	185.37	1.31	5	
V_{10}	77x20	38.38	0.27	5	
V_{11}	170x20	521.52	1.40	5	

VI.5.5.4. Calcul des armatures horizontales :

Tableau VI-30 : Détermination des armatures horizontales.

voile	S (cm^2)	τ Mpa	Sh CBA (cm)	Sh RPA (cm)	Sh (cm)		Ah (cm^2)
V_6	342x20	937.89	30.51	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	
V_7	185x20	408.86	16.38	30	ZN	5	2(6HA8)=3.02
					ZC	10	
V_8	168x20	320.98	14.85	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	
V_9	110x20	185.37	9.63	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	
V_{10}	77x20	38.38	6.93	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	
V_{11}	170x20	521.52	15.3	30	ZN	10	2(6HA8)=3.02
					ZC	20	

VI.5.7.Ferraillage des voiles avec ouverture (linteaux) :

VI.5.7.1.Les linteaux :

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

Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4Vu$ calculé

Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003].

✓ **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$Al \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : $Z = h - 2d'$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

✓ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau court} \end{cases}$$

a. Linteau long $\lambda > 1$:

On a : $St \leq At\, fe\, \frac{Z}{\bar{T}}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. Linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir :

$$St \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

$T = \min(V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On le calcul comme suit:

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : $Z = h - 2\,d'$

Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \quad \text{avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h-2d}{L} \quad \text{et } V = V_u \quad \text{(sans majoration)}$$

Ferraillage minimal : **[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

On a : $Al \geq 0.15\% b.h$

$Ac \geq 0.20\% b.h$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-31 : Détermination de sollicitation

voile	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
V_6	68	120	200.87	2.29	106.36	Traction/compression
V_7	68	120	160.79	1.83	120.27	Traction/compression
V_8	68	120	67.27	0.40	469.27	Flexion simple
V_9	130	140	93.19	0.55	207.46	Flexion simple
V_{10}	130	200	15.09	0.09	26.01	Flexion simple
V_{11}	130	200	139.22	0.83	297.04	Flexion simple

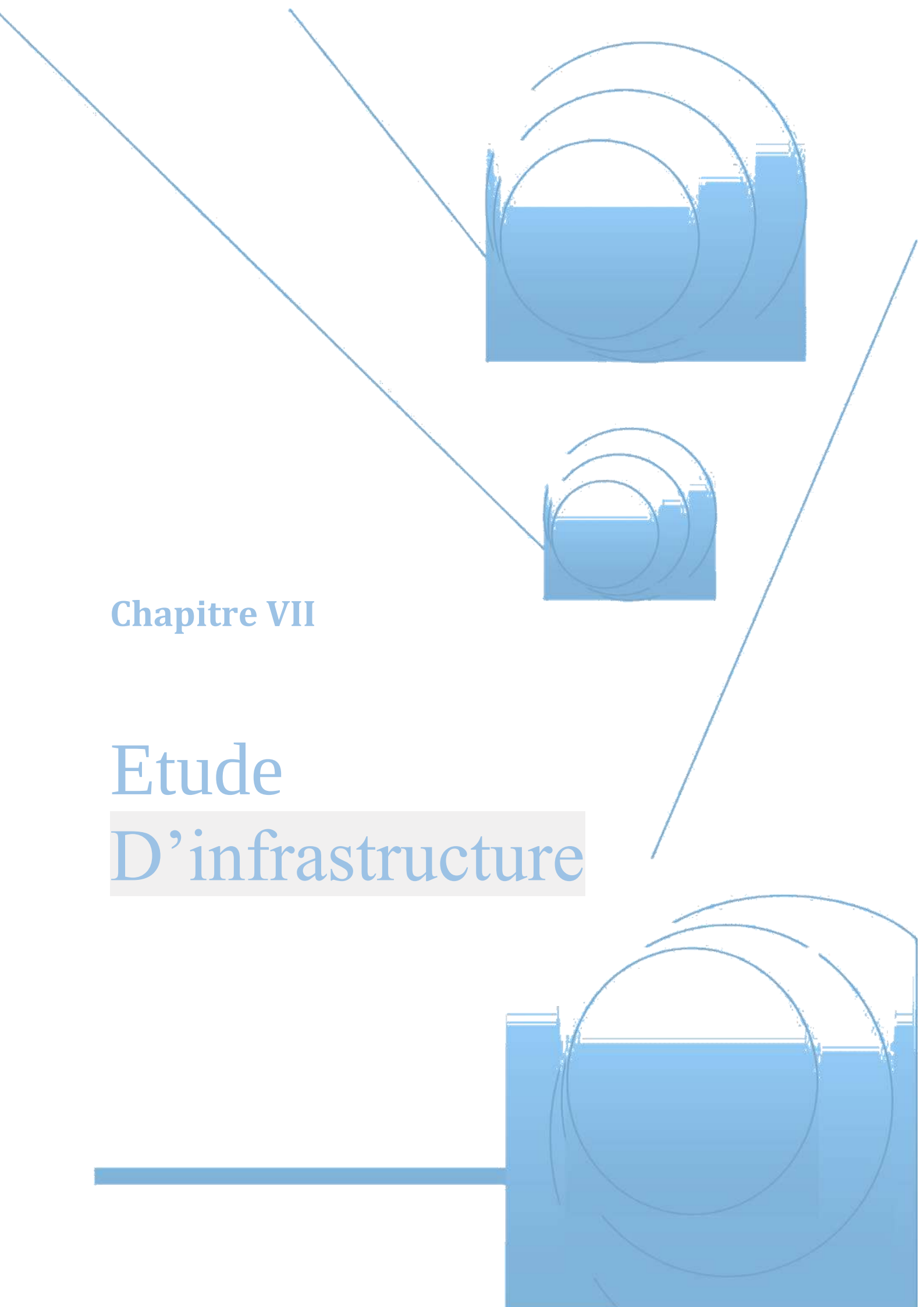
Tableau VI-32 : calcul des armatures des voiles

voile	A calculé (cm²)				A choisie (cm²)				
	Ad	Al	At.	AP	St	Ad	Al	At	AP
V_6	5.40	2.04	0.75	2.72	15	8HA10=6.28	4HA10=3.14	2HA8=1.01	4HA10=3.14
V_7	4.32	2.04	0.75	2.72	15	8HA10=6.28	4HA10=3.14	2HA8=1.01	4HA10=3.14
V_8	-	2.59	0.56	-	15	-	4HA10=3.14	2HA8=1.01	-
V_9	-	5.8	0.39	-	15	-	8HA10=6.28	2HA8=1.01	-
V_{10}	-	0.72	0.06	-	15	-	4HA10=3.14	2HA8=1.01	-
V_{11}	-	5.94	0.58	-	15	-	8HA10=6.28	2HA8=1.01	-

Conclusion :

On constate que le ferraillage des éléments structuraux, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles est une tâche délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt à l'outil informatique (Robot expert).

On peut ainsi entamer le prochain chapitre qui traite la partie infrastructure**.**



Chapitre VII

Etude D'infrastructure

VII.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…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros 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).

VII.1.1.Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers) :

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

- ✓ Des semelles isolées sous poteaux isolées
- ✓ Des semelles filantes sous murs (voiles)
- ✓ Des semelles filantes sous plusieurs poteaux
- ✓ Des radiers.

- Fondations semi profondes (puits en béton non armé)

Dans le cas de nécessité de grande profondeur d'ancrage mais pas plus que 8m. La semelle peut être coulée a jusqu'à 2m de profondeur mais ne supposant pas directement sur le sol. Entre le sol et la semelle on construit un puit en béton non armé qui peut avoir jusqu'à 2m de diamètre.

- Fondations profondes (pieux)

Pour des profondeurs de grande importance dépassant 8 m (pour les bâtiments de grande hauteur) la fondation sera composée de semelle et de pieux en dessous de la semelle pour atteindre le bon sol.

Les pieux seront considérés comme des poteaux circulaires en béton armé soumise aux charges axiales (sous l'effet du poids du bâtiment) ainsi qu'aux pressions latérales du sol.

VII.1.2.Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature argilo sableuse légèrement marneuse brunâtre a jaunâtre.
- De faible a forte humidité et de faible a moyenne compacité.
- Un sol Argiles moyennement plastique.
- De moyenne compressibilité et peu gonflant.
- De Moyenne cohésion.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

VII.1.3.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.

VII.2.Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 bar** pour une profondeur d'ancrage de **2m** par rapport au niveau de sous-sol.

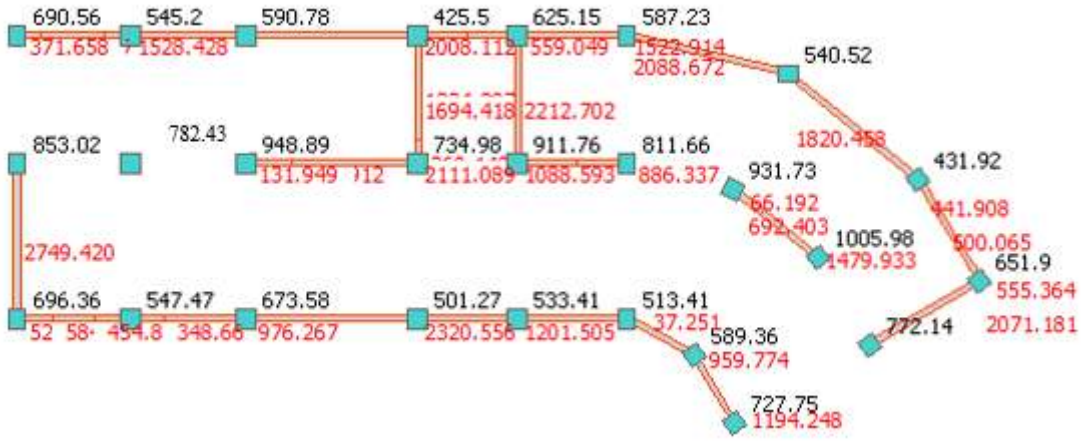
Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

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

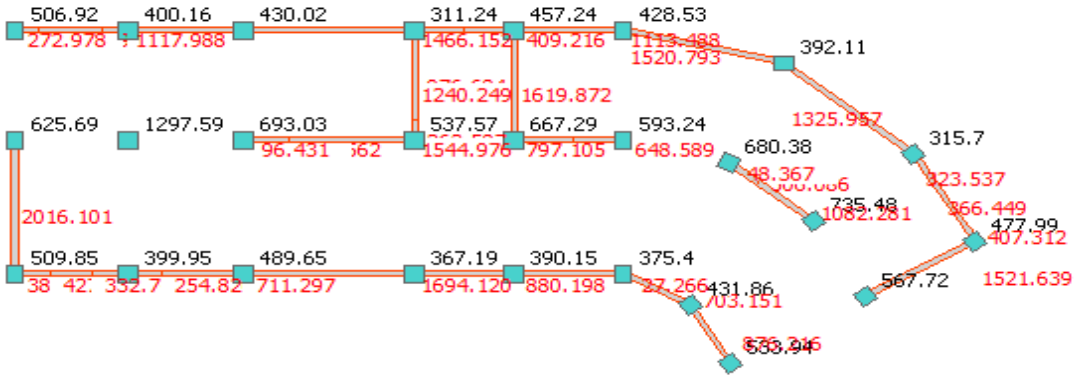
VII.2.1.Les efforts normaux à base de la structure :

Les deux figures suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU et a L'ELS :

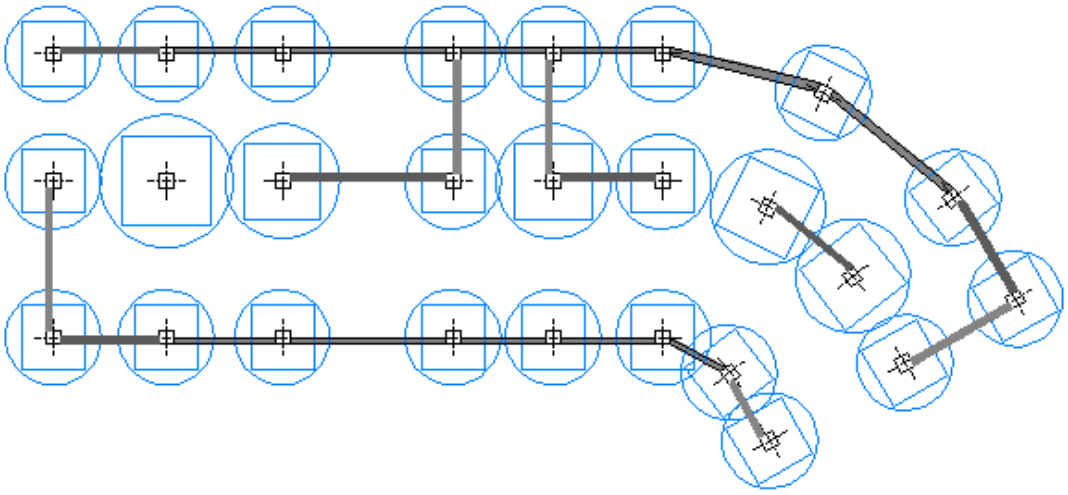
- A l'ELU :



- A l'ELS :



VII.2.2.Calcul des semelles isolées :



Les semelles risquent de chevaucher afin d'éviter l'intersection des bulles de pression on opte pour des semelles filantes sous poteaux .

VII.2.3.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.

VII.2.4.Dimensionnement des semelles filantes :

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

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \implies \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VII-1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	h calculé (m)	h adopté (m)
Sf-1	31.17	10046.769	0.20	1.9	2	39	40
Sf-2	27.34	9007.13		1		15	
Sf-3	22.73	9988.587		1.9		39	
Sf-4	4	2089.05		0.8		12	
Sf-5	4	2743.82		0.9		13	
Sf-6	4	2567.349		1		15	
Sf-7	4.9	3151.641		1.1		17	

Tableau VII-1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	σ(Mpa)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	31.17	10046.769	110.95	1862	0.194	0.20	Vérifiée
Sf-2	27.34	9007.13	546.80	1279.41	0.192		Vérifiée
Sf-3	22.73	9988.587	554.60	1061.27	0.170		Vérifiée
Sf-4	4	2089.05	80	174.94	0.152		Vérifiée
Sf-5	4	2743.82	80	174.94	0.177		Vérifiée
Sf-6	4	2567.349	80	174.94	0.164		Vérifiée
Sf-7	4.9	3151.641	73.5	206.82	0.147		Vérifiée

Vérification des contraintes :

N (MPA)	S_f (mm^2)	**N /S_f**	**σ_{sol} (MPA)**	**Vérification**
$_{53586.98}\,10^3$	63.2 10^6	0.84	0.20	Vérifiée
N (MPA)	S_g (mm^2)	**N /S_g**	**σ_{sol} (MPA)**	**Vérification**
$_{39848.34}\,10^3$	50.72 10^6	0.78	0.3	Vérifiée

VII.2.5.Ferraillage :

a. Les semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

b. 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 :

$$\begin{cases} A_b = \dfrac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \dfrac{A_b}{4}.B \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_a = 37cm \\ d_b = 37cm \end{cases}$$

Armatures principales :

Tableau VII-2 : Ferraillages des semelles filantes sous poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	Mu(KN.m)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)	$A_{choisie}$ /ml (cm^2)
SF_2	948.89	15.96	3.60	2	16.78	20HA12=22.63	15	7HA12=7.97

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2).B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

	$A_{répartition}$ (cm²)	Esp (cm)
SF2	7HA10=5.50	15

VII.2.6.Semelle filante (continue) sous un 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 VII-3 : Vérification l'excentricité des semelles filantes

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_1	374.92	16.47	4.3	33.33	Vérifiée	11.11	Vérifiée
SF_2	592.46	44.94	7.5		Vérifiée		Vérifiée
SF_3	426.68	38.96	9.1		Vérifiée		Vérifiée
SF_4	347.37	19.68	5.6		Vérifiée		Vérifiée
SF_5	350.89	22.33	6.3		Vérifiée		Vérifiée
SF6	478.96	28.73	5.9		Vérifiée		Vérifiée
SF7	558.54	30.91	5.5		Vérifiée		Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour toutes les semelles.

- Méthode des bielles

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau VII-4 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles)

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF_1	374.92	16.47	4.3	2	6.26	7HA14=10.78
SF_2	592.46	44.94	7.5		9.89	7HA14=10.78
SF_3	426.68	38.96	9.1		7.66	7HA14=10.78
SF4	347.37	19.68	5.6		6.04	7HA14=10.78
SF5	350.89	22.33	6.3		6.17	7HA14=10.78
SF6	478.96	28.73	5.9		7.95	7HA14=10.78
SF7	558.54	30.91	5.5		9.00	7HA14=10.78

VII.2.7.Longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "l_s" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence $\tau s = 2.8$ 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 VII-5 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	42.85	25	50	Ancrage courbe ou rectiligne
Sous voile	12	42.85			

VII.2.8.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 h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =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

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

VII.2.8.1.Dimensionnement de la poutre de libage :

	B (m)	Lmax (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
Poutre de libage	0.55	5.35	0.79	0.80	5.60	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : 55x80 cm²

VII.2.8.2.Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VII-6 : 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	-552.89	280.66	772.12	-418.11	212.24

VII.2.8.3.Ferraillage :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

Tableau VII-6 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	280.66	12.63	0.00	4HA16+3HA16=14.70 cm²
	Appui	-552.89	26.25	0.00	4HA16+10HA16=28.15 cm²

VII.2.8.4.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VII-7 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa	Vérification
PL1	Travée	212.24	5.98	201.63	74.79	15	201.63	Vérifier
	Appui	-418.11	9.44	201.63	124.17	15	201.63	Vérifier

VII.2.8.5.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=3*0.8= 2.4cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VII.2.8.6.Armatures transversales :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VII-8 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	[τ]	Vérification	At (cm^2)	ZN	ZC
PL1	772.12	2.30	2.50	Vérifiée	4HA10=3 .14	10	30

Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right)$$

Tableau VII-9 : Vérification l'excentricité 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	2005.87	240.43	0.11	2	0.5	Vérifiée
SF_2	2795.87	88.12	0.03			Vérifiée
SF_3	2282.77	208.48	0.09			Vérifiée
SF_4	1702.16	96.48	0.05			Vérifiée
SF_5	2006.76	120.08	0.05			Vérifiée
SF6	1915.85	114.92	0.05			Vérifiée
SF7	2736.85	151.46	0.05			Vérifiée

VII.3.Ferraillage des longrines : [Art 10.1.1 RPA99v2003] :

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 IIb, S3)

VII.3.1.Recommandation des règlements :

VII.3.1.a.Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St = \min\left[\frac{h}{4}; 12Ø_l\right]$ ... ... [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

VII.3.1.b.Selon le CBA93 [A.7.1.2] :

La section des armatures longitudinales est :

$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000}$ ... ... [A. 7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est :

$Ø_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; Ø_l\right]$ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ ... ... [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, α=90^0

VII.3.2.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KN Avec : α=10 $A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$

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

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
30x30	972.13	97.21	2.43	6HA14=6.79	0.9	5.4	C.V

VII.3.3.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 :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$$

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

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

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

Tableau VII-10 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

section	N_{ser} (KN)	F(KN)	A adoptée (cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	540.11	54.01	6.79	79.54	201.63	Vérifiée

VII.3.4.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 VII-11 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm2)	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)	At. choisie (cm2)
30x30	0.285	10	0.30	10	15	1.35	10	15	4HA8=2.01

VII.4. Etude du voile périphérique

Les voiles périphériques son des murs en béton armé se trouvant au niveau du entre-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le mur voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 4.08 m et une épaisseur de 20 cm

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément chargée par la poussée des terres.

D'après **RPA99V2003 art [10.1.2]** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur ≥ 15 cm.

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal

et vertical.

- ✓ Un recouvrement de 50 ϕ pour le renforcement des angles.

VII.4.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement-voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=1.5kN/m² qui vient de l'habitation.

a. charge permanente :

Nous avons :

- ➢ γ_d = 19 kN/m^3 (poids volumique de la terre)
- ➢ H = 4.08 m
- ➢ λ = l'inclinaison du mur =0
- ➢ β = l'inclinaison de la terre =0
- ➢ φ = angle de frottement =25°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à : $\begin{cases} P = \frac{1}{2} k\gamma * \gamma sol * H^2 \\ G = k\gamma * \gamma d * H \end{cases}$

Avec : $k\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

b. charge exploitation :

- Q=kq .q
- kq= kγ /cos (β- λ)

Tableau VII-12 : combinaisons d'actions

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Qu (KN/ml)	Qser (KN/ml)
31.390	0.607	43.287	31.997

VII.4.2.Calcul ferraillage :

Dans notre cas : ρ= 4.08/5.35= 0.76 > 0.4.

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

Tableau VII-13 : calcul des moments

		ELU		ELS	
	sens	M_0 (KN.m)	Mu (KN.m)	M_0 (KN.m)	Mser (KN.m)
En travée	X	43.810	37.238	35.793	30.424
	Y		19.639		20.018
En appuis	X		-13.143		-10.737
	Y		-21.905		-17.896

Tableau VII-14 : section d armature en flexion simple

	sens	Mu (KN.m)	d (cm)	A cal (cm^2)	A choisi (cm^2)
En travée	X	37.238	17.5	6.4	9HA10=7.07
	Y	19.639	17.5	3.3	4HA10=3.14
En appuis	X	-13.143	17.5	2.2	3HA10=2.35
	Y	-21.905	17.5	3.5	5HA10=3.92

VII.4.3.Vérifications des contraintes a L'ELS :

Tableau VII-15 : Vérifications des contraintes

	sens	Mser (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	**X**	7.07	43	202	0.6	15	vérifiée	vérifiée
	Y	3.14	54		0.8			
En appuis	**X**	2.35	17.4		1.5			
	Y	3.92	44.3		0.5			

VI.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

sens	T(KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
X	63.920	0.365	1.167	vérifiée
Y	58.87			

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et ferraillé dans un premier lieu les fondations on a choisis de faire les semelles filantes car les semelles isolées ne remplissaient pas le critère de chevauchement.

Dans le deuxième partie, nous avons dimensionné et ferraillé le voile périphérique qui se trouve au entre-sol, il a un rôle structural aussi, il forme une boite rigide permettant d'ancrer la structure dans le sol.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE



Documents réglementaires :

[1] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[2] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

[3] : Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Logiciels :

- SAP 2000 V19
- Expert 2010
- Excel
- Autocad 2014