République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option: STRUCTURE

THEME

CONCEPTION & CALCUL D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5+S-Sol)

Proposé par:
Mr. SAFIDDINE Salim

Dirigé par :
Mr. KORTBY Abd ElKarim

Etudiés par :

- BELLARBI Mohamed

- ZOULIKHA Mohamed Saleh

Promotion juin 2016

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en

Particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la

Force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à notre co-promoteur Mr : KORTBI Abdelkarim, et notre promoteur Mr : SAFIEDDINE Salim.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil

de l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre

travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce

mémoire.

BELLARBI Mohamed.
ZOULIKHA Mohamed Saleh.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال سكني تتألف من خمسة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي وطابق تحت الأرض. تقع هذه البناية في ولاية الجزائر وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر RPA99 DTR; ;CBA93

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا علي تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج SAP2000V17.1.1.

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant: SOUS-SOL + RDC + 5 ETAGES qui sera implanté à la wilaya d'Alger, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB 93 et RPA 99 et DTR) L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel SAP2000V17.1.1

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling, buildings of trade. Including: underground + first floor + 5 floors. Which will be established in BOUMERDES, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of high seismicity (zone **III**).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells). The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99 and DTR**).** The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software **SAP2000V17.1.1**

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Sommaire

Remerciement.....

Résumé.....

Sommaire.....

Liste des Tableaux.....

Liste des Figure.....

Notation .....

Introduction Générale.....

Introduction Générale :.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre I :PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE .....

I.1. Destination :.....3
I.2 Situation :.....3
I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :.....3
I.**3** .1.Dimensions en élévation :.....5
I.**3** .2.Dimensions en plan :.....5
I.**3** .3.Données du site :.....6
I.4 . Description de la structure :.....6
I.**4** .1 . Eléments de contreventement :.....6
I.4 .2 Planchers :.....6
I.4 .3 Maçonnerie :.....6
I. 4 .4 Acrotère :.....6
I.5. Caractéristiques des matériaux :.....6
I. 5.1. Le béton :.....6
I.5.1.1/ Composante de béton:.....7
I.5.1.1.1/ Ciment :.....7
I.5.1.1.2/ Granulats :.....7
I.5.1.1.3/ L'eau :.....7
I.5.1.2/ Caractéristiques du béton :.....7
I.5.1.2.1/ Résistance à la compression :.....7
I.5.1.2.2.Résistance à la traction :.....7
I.5.1.2.3. Coefficient de POISSON (ν) :.....8
I.5.1.2.4. Module de déformation longitudinale:.....8
I.5.2/ Acier :.....8
I.5.2.1.Types d'acier :.....8
I.5.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :.....8
I.6. Contraintes limites:.....9
I.6 .1.E.L.U de résistance :.....9

I.6.1.1. Contrainte du béton en compression : 9
I.6.1.2 Contrainte ultime de cisaillement : 9
I.6.1.3.Contrainte limite de l'acier: 9
I .6.2. E.L.S : 10
I .6.2.1. La contrainte limite du béton : 10
I .6.2.2 La contrainte limite de l'acier : 10
Conclusion : 10

Chapitre II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANT....
II.1. INTRODUCTION :..... 13
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLACHERS : 13
II.2.1.Plancher à corps creux :..... 13
II.3. Pré dimensionnement de Dalle pleine :..... 14
II.3.1.Critère de résistance : 14
II.3.2.Sécurité contre l'incendie: 14
II.3.3.condition d'isolation acoustique :.....14
II.3.4.Conclusion: 14
II. 4. Pré dimensionnement des poutres : 14
II. 4.1.Les poutres principales : 15
II.4.2. Les poutres secondair.....15
II.5. Evaluation des charges et surcharges:.....15
II. 5.1. Plancher Terrasse: 15
II. 5.1.1 Charges permanentes: 15
II.5.2. Plancher courant (corps creux):.....17
II. 5.2.1. Charges permanentes: 17
II.5.3. Maçonnerie: 18
II.6. Pré dimensionnement des poteaux: 19
II.6.1. Etapes de Pré dimensionnement: 19
II.6.2. Détermination des sur charges d'exploitation.....23
II.6.3. L'effort normal a l'état limite ultime 24
II.6.4. Vérification vis-à-vis du RPA Version 2003.....25
II.7. LES VOILE 26

Chapitre III : calcul des éléments secondaires : .....
III.1. Calcul de l'acrotère:.....27
III.1.1. Introduction:.....27
III.1.2. Charge permanentes et exploitation:.....28

III.1.3. Calcul de ferraillage:…….....28
III.1.4.a. à ELU :…….....29
III.1.4.b. Vérification à l'état limite de service:…….....29
III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:…….....30
III.2.Plancher à corps creux:…….....30
III.2.1. La dalle de compression…….....…….30
III.2.2. Les poutrelles…….....……31
III.2.2.1. poutrelles pour les planchers courants…….....……..31
III.2.2.1.a. avant coulage…….....……31
III.2.2.1.b. Après coulage de la table de compression…….....…..……32
III.2.2.21.Méthodes de calcul…….....……..….32
III.2.2.2.2.Evaluation des charges…….....…….... 33
III.2.2.3.Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression.....….33
III.2.2.4. ferraillage…….....……36
III.3. LES DALLES PLEINES……...……39
III.3.1.Méthode de calcul…….....……39
III.3.1.1.Principe de calcul…….....…….40
III.3.2. dalle pleine triangulaire…….....……..40
III.3.2.1.Calcul du moment de dalle pleine encastrée au deux côtés…….....…..40
III.3. 2.a1.Calcul du ferraillage à l'ELU…….....…..…..41
III.3. 3. Calcul des dalles rectangulaire…….....…...…..43
III.3. 3.a1.Calcul du ferraillage à l'ELU…….....……44
III.4. LES ESCALIERS……..……...46
III.4.1.Définition des éléments d'un escalier……..….....…46
III.4.2. Pré dimensionnement…….....……..47
III.4.3.Evaluation des charges et surcharges…….....…….47
III.4.4.Détermination des sollicitations…….....……48
III.4.5.Calcul du ferraillage des escaliers…….....…….50
III.5.La poutre palière……..……52

III.5.1.Pré dimensionnement……52

III.5.2.Charges et surcharges……53

III.5.3. Calcul des efforts……53

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière……53

III.5.5. Vérifications des contraintes……54

Capitre IV: CALCUL DYNAMIQUE .....

IV.1 Introduction..... 56

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique : 56

IV.3. classification de la structure selon leur configuration :…… 60

VI.3-1Choix du système de contreventement.....61

VI.3 .2. Classification de site : 61

IV.4.Calcul d'excentricité **:**…….... 61

IV.4 1. Centre de masse : ……..... 61

IV.4.2.Centre de torsion :…….... …. 63

IV.4.3 Excentricité :.....64

IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) :…… ……..…….. 64

IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : :…… ……..…….. 65

IV.4.3.3 Effets de la torsion accidentelle :..... 66

IV.5. Calcul dynamique du bâtiment …….... 66

IV.5 .1 Méthode dynamique modale spectrale :……..... 66

VI.5 .1.1 Hypothèses de calcul 66

VI.5 .1.2 Analyse de la structure : 67

VI.5.2. Modélisation mathématique : 67

VI.5.2.1.Modélisation de la structure: 67

VI.5.2.2.Description du logiciel « SAP 2000.V.17.1.1 » 67

VI.5.2.3.Modélisation des éléments structuraux : 68

VI.5.2.4.Modélisation de la masse : 68

IV.5.2.5. Principe : 68

IV.5.2.6. Le spectre de réponse de calcul : 68

IV.6. Résultats et vérifications de la structure : 70

IV.6.1. Vérification de participation massique: 71

IV.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 72

IV.6.3. Vérification de la stabilité au renversement : 74

IV.6.4. Vérification des déplacements inter étage : 77

IV.6.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 78

Chapitre V: CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS: .....
V.1. INTRODUCTION……80
V.2. Ferraillage des poutres……80
V.2.1. Introduction……80
V.2.2. Recommandations des règlements……80
V.2.3. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service……82
V.2.4. Vérification de cisaillement des éléments……85
V.2.5. Armatures transversales……85
V.2.6. Vérification de la flèche ……86
V.3. Ferraillage des poteaux ……89
V.3.1 Détermination des armatures longitudinales……89
V.3.2. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant……91
V.3.3.Vérification des sollicitations normales… ……91
V.3.4. Calcul des armatures transversales……92
V.4- Ferraillage des voiles ……94
V.4.1. Introduction……94
V.4.2. Recommandations pour les voiles ……95
V.4.3. Armatures verticales……96
V.4.4.a Détermination des armatures a l'ELU de résistance:.....96
V.3.3.b les voiles pleins Sens longitudinale:1/-Sollicitation: 97
1.ferraillage a l'ACC: 97
2.vérification a les contrainte l'ELS: 98
V.5. Les armatures horizontales : 99
V.5. 1Contraintes limites de cisaillement dans les voiles : 99
V.6. Ferraillage des voiles avec ouverture ……101
V.6.l.es trumeaux ……101
V.6.2. Les linteaux ……102

CHAPITRE.VI: CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE: .....

VI.1.Introduction : 108
A/.Importance de l'étude des Fondations :..... 108
B/.Reconnaissance du lieu & du sol ……..... 108
C/. Choix du Type de fondation:…… 109
VI.1.1 Calcul des semelles isolées :…….. .110
VI.1.2.Dimensionnement des semelles isolées :.....110
VI.1.3.Vérification de chevauchement des semelles isolées :…… 111
VI.2. Calcul des semelles filantes :..... 112
VI.2.1Semelles filantes sous voile :.....112
VI.2.1.a. Dimensionnement : :…… 112

VI.2.1.b. Ferraillage : :……..……..……. 114
VI.2.1.c. Vérification des longueurs de scellement : ….....…….....……. 114
VI.2.2.Semelles filantes sous poteaux : ….....…….....…….....115
VI.2.2.2.Armatures transversales : .....……..... 118
VI.3. Etude du mur de soutènement: .....……..... 120
VI.3.1. Evaluation des charges: .....…….....…. 120
VI.3.2.. Ferraillage du mur de soutènement : .....……..... 121
A/Détermination des armatures longitudinales à l'ELU : .....…..... 121
B/ Vérification des contraintes à l'ELS : .....…..... 122
E/ Vérification de la contrainte de cisaillement : .....…..... 122
VI.4. Calcul des longrines : .....…..... 122
VI.4.1.Pré dimensionnement : .....…..... 122
VI.4.2.Sollicitations : .....…..... 122
VI.4.3.Le ferraillage : .....…..... 122
VI.4.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : .....…. 123

LISTE DES FIGURES:

Figure. I.1 : Façade principale…….....3
Figure. I.2 : Façade postérieure…….....4
Figure. I.3 : Plan S-Sol…… …….....4
Figure. I.4: Plan étage courant…….....5
Figure. I.5 : Plan étage terrasse…….....5
Figure. I.6 : Diagramme contrainte –déformation du béton [2].....9
Figure. I.7: Diagramme contrainte-déformation de l'acier [2].....10

Figure. II.1 : dimensions de l'ourdis……..……14
Figure. II.2:Coupe du plancher à corps creux…….……..……..14
Figure. II.3 : Composants d'un plancher terrasse…….……..…...16
Figure.II.4 : composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse…….……..……18
Figure. II.5: la section réduite d'un poteau…….……20
Figure. II.6 : représentation du poteau le plus sollicité.....21
Figure. II.7 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité…….....22
Figure. II.8: Coupes des voiles en plan……..……26

Figure. III.1: Acrotère : détails et modélisation pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée.....27
Figure. III.2: Notation pour le calcul du ferraillage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée.....28
Figure. III.3: Ferraillage de l'acrotère.....30
Figure. III.4: Ferraillage de la table de compression.....31
Figure. III.5: schématisation de la poutrelle avant collage pour la clarté du schéma, l'échelle n'est pas respectée 31
Figure. III.6: Diagramme des moments à l'ELU.....34
Figure. III.7 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....34
Figure. III.8 : Diagramme des moments à l'ELS.....34
Figure. III.9 : Diagramme des moments à l'ELU.....35
Figure. III.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....36
Figure. III.11 : Diagramme des moments à l'ELS…….....36

Figure. III.12 : ferraillage de poutrelle…….....39
Figure. III.13 : déplacement des zones…….....40
Figure. III.14 : ferraillage de la dalle plein triangulaire pour 1 ml.....43
Figure. III.15: efforts dans la dalle rectangulaire.....43
Figure. III.16: ferraillage de la dalle plein triangulaire.....45
Figure. III.17: Représentation d'un escalier.....46
Figure. III.18: schéma statique de escalier.....47
Figure. III.19: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU.....49
Figure. III.20: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU.....50
Figure. III.21: Shéma somplifié de la poutre palière.....52
Figure. III.22:ferraillage de la poutre palière 55

Figure. IV.1.bloc en 3D.....56
Figure. IV.2. disposition des voiles en 3D 57
Figure. IV.3. disposition des voiles.....57
Figure. IV.4. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X).....58
Figure. IV.5. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y).....59
Figure. IV.6.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z).....59
Figure. IV.7.Inerties des voiles et des poteaux.....64
Figure. IV.8. Spectre de réponse X.....69
Figure. IV.9.Spectre de réponse Y.....69
Figure. IV.10. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....74
Figure. IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....75
Figure. IV.12. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....76

Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres.....84
Figure. V.2. Ferraillages des poutres porteuses d'étage terrasse.....87
Figure. V.3. Ferraillages des poutres porteuses d'étage courant.....87
Figure. V.4. Ferraillages des poutres porteuses d'étages terrasse. 88
Figure. V.5. Ferraillages des poutres porteuses d'étages courant. 88
Figure. V.6. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages terasse. 88
Figure. V.7. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages courant 89

Figure. V.8.définition de la zone nodale dans les poteaux. 90

Figure. V.9. ferraillage des poteaux(50*50).....93

Figure. V.10. ferraillage des poteaux(45*45).....93

Figure. V.11. ferraillage des poteaux(40*40).....94

Figure. V.12. ferraillage des poteaux(35*35).....94

Figure. V.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....96

Figure. V.14. Disposition des armatures verticales dans le voile 1 (L=4.85m). 100

Figure. V.15. Moment et efforts tranchants dans les linteaux…….....104

Figure. V.16. Armatures du linteau selon RPA99.....105

Figure. VI.1 : Disposition initiale des semelles…….....109

Figure. VI.2. Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés 110

Figure. VI.3 : Représentation de la disposition des semelles filantes….....112

Figure. VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous voile 113

Figure. VI.5. Schéma d'une semelle filante sous poteaux.....116

Figure. VI.6. ferraillage de la poutre de libage 119

Figure. VI.7.ferraillage de semelle filante…….....119

Figure. VI.8. Le chargement qui vient au mur de soutènement……120

Figure. VI.9. Représentation de mur de soutènement……..……121

Figure. VI.10. Ferraillage de longrine……..……..……...……123

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....8

Tableau II.1: Dimensions des poutres….....15

Tableau II.2.Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)…….....16

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).....17

Tableau II.4 : Charges permanentes d'un plancher courant (corps creux).....17

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).....18

Tableau II.6 : Charges permanentes d'un mur intérieur simple.....18

Tableau II.7 : Charges permanentes d'un mur extérieur double cloison….....19

Tableau II.8.calcul de l'effort **Ñ**…….....21

Tableau. II.9. Détermination des charges permanentes.....23

ableau II.10: Détermination des surcharges d'exploitation……24

Tableau II.11:. Calcul de Nultime et Ñu……25

Tableau II. 12.: détermination les sections des voiles……..26

Tableau III.1 : les charges de l'acrotère.....28

Tableau III.2: les efforts de l'acrotère 28

Tableau III.3: les données.....28

Tableau III.4: déterminer le nombre d´étaiement calcul de la flèche.....32

Tableau III.5 : action de calcul les poutrelles après coulage…….....33

Tableau III.6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées.....33

Tableau III7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées……..…...35

Tableau III.8 : Récapitulation des résultats de la flèche.....39

Tableau III.9 : Ferraillage de la dalle pleine.....42

Tableau III.10 : Vérification a L'ELS..... 42

Tableau III.11:.. Vérification au cisaillement.....42

Tableau III.12 :Vérification de la flèche ……..…42

Tableau III.13 : Ferraillage de la dalle pleine.....44

Tableau III.14: Vérification a l'ELS.....44

Tableau III.15: Vérification au cisaillement 44

Tableau III.16: Vérification de la flèche.....45

Tableau III.17: Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier 48
Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....48
Tableau III.19: Combinaison des charges de l'escalier extérieure.....48
Tableau III.20: les données. 50
Tableau III.21: Calcul des sections d'acier de l'escalier.....50
Tableau III.22: Vérification de la flèche de l'escalier.....52
Tableau III.23: les efforts de la poutre palière à l'ELU et ELS.....53
Tableau III.24: ferraillage de la poutre palière…….....53

Tableau IV.1 : Le comportement des trois premiers modes……..……...58
Tableau IV.2:.Les valeurs en pourcentages……..…….61
Tableau IV.3: Calcul du centre de Masse…….62
Tableau IV.4: Calcul du centre de torsion…….64
Tableau IV.5: Calcul de l'excentricité théorique……..65
Tableau IV.6. Calcul de l'excentricité accidentelle. ……..……..65
Tableau IV.7: Calcul de l'excentricité totale……..……...66
Tableau IV.8: détermination du facteur de qualité Q……70
Tableau IV.9: Coefficient de participation massique……...71
Tableau IV.10 : Calcul de la force sismique (M.S.E)……...73
Tableau IV.11: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……....73
Tableau IV.12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul final……...74
Tableau IV.13: calcul du moment de renversement……..….75
Tableau IV.14 : calcul du moment stabilisant……...……..76
Tableau IV.15 : Vérification de stabilisation……..……77
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……....77
Tableau IV.17: Vérification des déplacements inter-étages sensY……...……..78
Tableau IV.18 : Vérification l'effet P-Δ sens X……..……79
Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……...….79

Tableau V.1: les données de calcul…….....……80
Tableau V.2 : Le ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis. ……..…81
Tableau V.3 : Le ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis. …….……82
Tableau V.4 : Le ferraillage des poutres non porteuses en travée et aux appuis. ……..…82
Tableau V.5 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service. …….……83
Tableau V.6 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service. …….……83
Tableau V.7 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service. …….……83
Tableau V.8:Vérification de cisaillement des poutres. …….....84
Tableau V.9 : calcul des armatures transversales et leur espacement. ……....85
Tableau V.10: détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.....91
Tableau. V.11:Vérification des sollicitations normales poteaux carrée. ……..……92
Tableau V.12.les armatures transversales et leurs espacements. ……...93
Tableau V.13: Les données calcul……96
Tableau V.14. les efforts verticale dans les voiles. ……97
Tableau V.15 : Ferraillage verticale dans les voiles. …….....…97
Tableau V.16: vérification a l'ELS dans les voiles. ……..98
Tableau V.17 : vérification des Contraintes limites de cisaillement et calcul des armatures horizontales dans les voiles. …….....……100
Tableau .V.18 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux…….....……101
Tableau .V.19 : Vérification des armatures horizontale a ELS des trumeaux…….....101
Tableau .V.20 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux……102
Tableau .V.21: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..……106
Tableau .V.22 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……..……107

Tableau. VI.1: Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles isolées.....110
Tableau. VI.2 : vérification de chevauchement des semelles isolées.....111
Tableau. VI.3 : dimensionnement et vérification des semelles filantes sous voiles.....113
Tableau. VI.4 : ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU 114
Tableau. VI.5 : Armatures de répartition des filantes sous voiles.....114
Tableau. VI.6 :Vérification de la stabilité de semelle au renversement.....115
Tableau. VI.7 : dimensionnement et vérification de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELS.....116
Tableau. VI.8 : ferraillage de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELU 117
Tableau. VI.9 : Ferraillage de la poutre e libage à l'ELU 117
Tableau. VI.10: Vérification des contraintes à l'ELS.....118
Tableau. VI.11. : calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....118

Tableau. VI.12. calcul des armatures du mur de soutènement à l'ELU.....121
Tableau. VI.13 .vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.....122
Tableau .VI.14 : Ferraillage longitudinal des longrines 122
Tableau .V.15: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.....123

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

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

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ **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.

❖ **Autres notations :**

A.N : Axe neutre.

OK : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

Acc : Accidentelle.

Introduction Générale

Bâtir est un acte de l'élévation sur le sol à l'aide d'un assemblage de certains matériaux,
Plusieurs domaines interviennent dans la construction, tel que :

- L'architecture
- Le génie électrique
- Le génie mécanique

Sans oublier le génie civil, ce dernier est une science essentiel qui est pour but d'étudier et faire les calcules nécessaires pour construire.

La réalisation des projets passe par plusieurs étapes, l'étape la plus importante est l'étude technique de la structure (c-à-d la conception et le calcul de la structure), cette dernière consiste à mettre les connaissances acquise durant le cycle de notre formation, donc à quoi s'agit cette étude ? Quelles sont ses étapes ? Pour quoi la faire ?

Pour cela notre projet de fin d'études consiste à étudier un ouvrage de R+5+ SOUS-SOL, dont le système de contreventement constituer par des voiles en béton armé.

Une descente des charges et un pré-dimensionnement des principaux éléments de la structure, suivis par une étude sismique et dynamique, avec les calcules et les vérifications nécessaires pour le ferraillage des éléments de la structures et les fondations, et une représentation des différents diagrammes et figures pour que cette étude technique soit claire à comprendre.

Tous cela nous permettent de trouver le dimensionnement adéquat de la structure du bâtiment tout en respectant les facteurs économiques ainsi que les besoins de stabilité.

Chapitre I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments d'une structure en béton armé constitué par des voiles, à usage d'habitation.

I.2 Situation :

L'ouvrage étudié est implanté à la wilaya d'Alger, classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III) .

I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Notre ouvrage est un bâtiment de R+5+ SOUS SOL, il comporte :

- Un sous-sol.
- Un Rez-de-chaussée
- 5 étages à usage d'habitation.

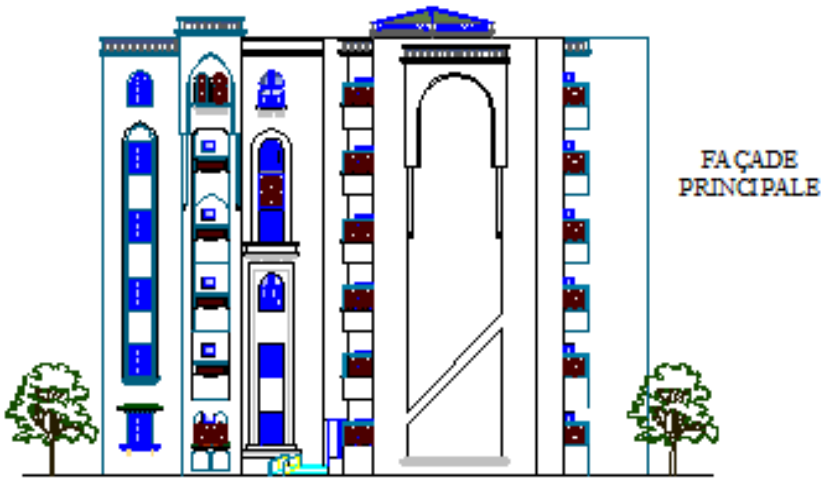


Figure I.1 : Façade principale

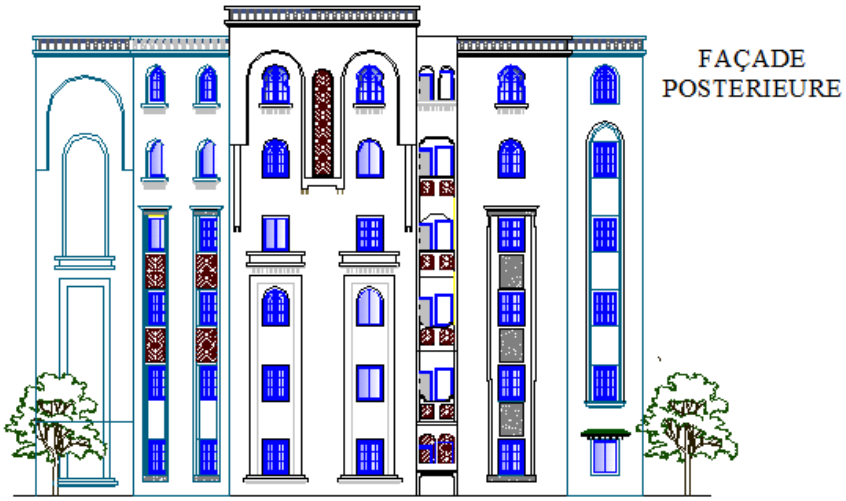


Figure I.2 : Façade postérieure.

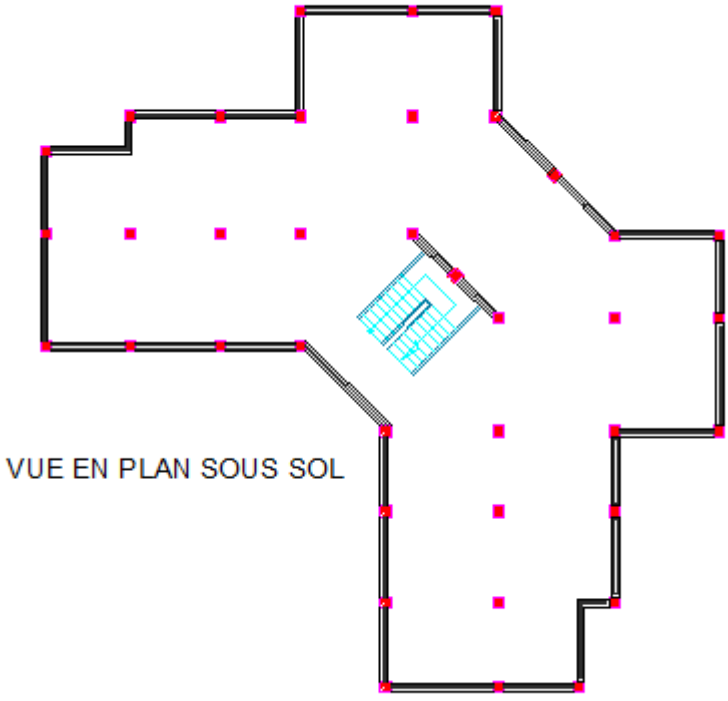


Figure I.3 : Plan S-Sol

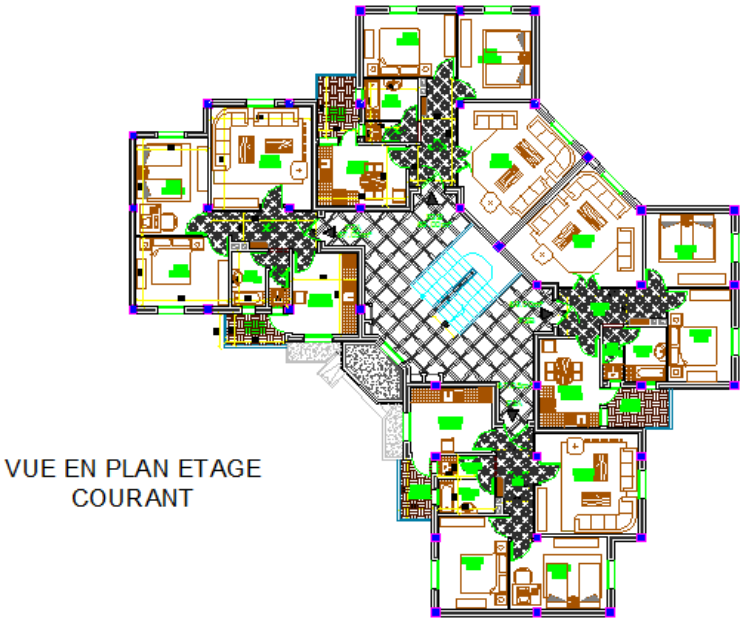


Figure I.4 : Plan étage courant.

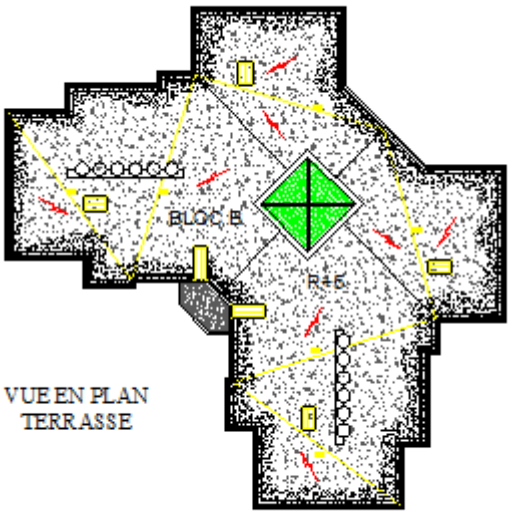


Figure I.5 : Plan étage terrasse.

I.3.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bloc est de 22.68 (sans l'acrotère),
- Hauteur de sous-sol 3.24 m,
- Hauteur du Rez-de-chaussée est de 3.24 m,
- Hauteur de l'étage courant est de 3.24m.

I.3.2 Dimensions en plan :

- Longueur totale : L= 26.05 m
- Largeur total : b = 26.05 m

I.3.3 Données du site :

- Le site est considéré comme meuble

I.4 Description de la structure :

I.4.1 Eléments de contreventement :

Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) et comme sa hauteur totale (du sous-sol au 5eme étage) est de 22.68 m qui dépasse largement les 08 m et on a un nombre d'étage dépasse les 2 niveaux, donc, l'introduction des voiles de contreventement est indispensable selon le RPA99 Version 2003.

Afin de répondre à ce critère réglementaire, nous avons opté pour un système de contreventement composé de voiles et de portiques.

I.4.2 Planchers :

Ouvrage de charpente, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plate forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction.

On a deux types de plancher dans notre bâtiment :

- Le plancher à corps-creux en collaboration avec des poutrelles préfabriquées ;
- Le plancher à dalle pleine.

I.4.3 Maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) :
- Pour cela on utilise des briques de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4 Acrotère :

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

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I. 5. 1. Béton :

On sait que le béton est le matériau obtenu en solidarisant, par une pate liante de ciment, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sable, et d'un ou plusieurs graviers. Comme le liant a des propriétés hydrauliques, ce béton aussi appelé béton hydraulique.

I.5.1.1/ Composante de béton:

I.5.1.1.1/ Ciment :

Le ciment est une poudre minérale qui mélangée avec l'eau fait prise et durcit dans l'air ou dans l'eau pour former une roche artificielle stable.

Le choix de dosage et la classe du ciment doivent être choisi en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire,

I.5.1.1.2/ Granulats :

On définit les granulats comme l'ensemble des grains inertes compris entre 0 et 40 mm (sable, gravier, cailloux) dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou prévenant de recyclage. On distingue les granulats roulés extrait de balaustier ou de rivière, et les granulats concassés, obtenus à partir des roches exploitées en carrières.

I.5.1.1.3/ L'eau :

L'eau de gâchage ne doit pas contenir des matières organiques, des produits chimiques. L'eau potable convient à la fabrication du béton. Toute eau douteuse doit subir une analyse chimique.

I.5.1.2/ Caractéristiques du béton :

- **Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton**

- Masse Volumique
- Module d'élasticité
- Retrait Hygrométrique
- L'ouvrabilité
- maniabilité

I.5.1.2.1/ Résistance à la compression :

selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.1] ◄◄ [2]

Dans le cas courant un béton est défini par la valeur de sa résistance a la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28 =25 Mpa à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200cm***^{2}

(Ø = 16cm) et une hauteur de ***32cm.***

Le **C.B.A93** préconise pour j< 28 jours

F cj = $\frac{j}{4.76+0.83j} * fc_{28}$ pour fc_{28} < 40 MPa

F cj = $\frac{j}{1.4+0.95j} * fc_{28}$ pour fc_{28} > 40 MPA

I.5.1.2.2.Résistance à la traction :

selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄ [2]

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$f$tj= 0.6 + 0.06 $f$cj avec fcj et ftj en Mpa

f_{t28}=2.1MPa

I.5.1.2.3. Coefficient de POISSON (ν) : [2] [A.2.1.3]

ν = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);

ν = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.5.1.2.4. Module de déformation longitudinale: [2] [A.2.1.2.1]

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante:

- Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

E_{i28}=3.21x 10^4MPa

- Module de déformation longitudinale différée

E_{v28}=1.08x 10^4MPa

I.5.2/ Acier :

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

I.5.2.1.Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (Mpa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.5.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

[$E_s = 2.10^5 Mpa$]. [2][A.2.2.1.]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Contraintes limites:

1) Etat limite ultime (E.L.U) :
2) Etat limite de service (E.L.S) :

I.6 .1.E.L.U de résistance :

I.6.1.1. Contrainte du béton en compression :

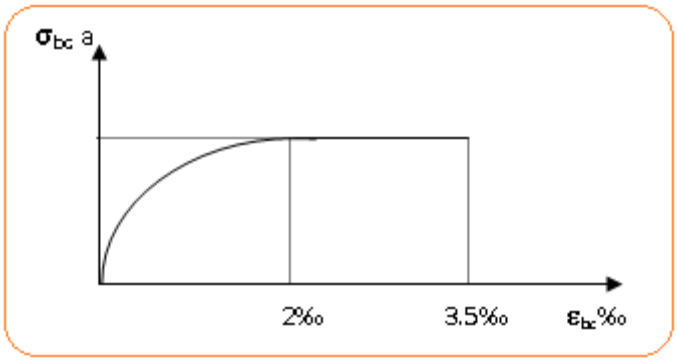


Figure. I.6. Diagramme contrainte –déformation du béton [2]

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [2]\ [A.4.3.4.1]$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application des charges estSupérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.6.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par : [2] [A.5.1.2.1.1]

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

I.6.1.3.Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est :

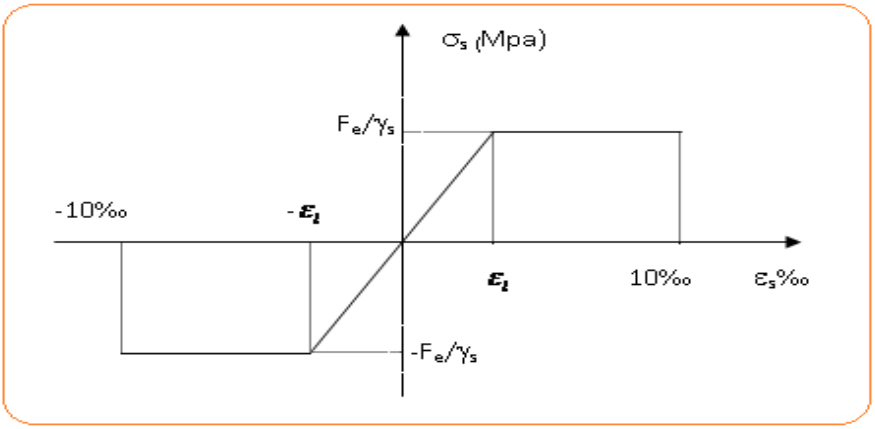


Figure. I.7: Diagramme contrainte-déformation de l'acier [2]

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ; $\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = Fe/\ \gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I .6.2. E.L.S :

I .6.2.1. La contrainte limite du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [2] [A.2.1.1.4]

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I .6.2.2 La contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [2] [A.4.5.3.13
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec : η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

a. Béton.

Poids volumique ρ=25kN/m^3

Résistance à la compression f_{c28}=25MPa

Résistance à la traction f_{t28}=2.1MPa Module de

déformation longitudinale instantanée E_{i28}=3.21x 10^{4}MPa

Module de déformation longitudinale différée E_{v28}=1.08x 10^{4}MPa

La contrainte normale de compression

- Situation durable σ_{bc}=14.2MPa
- Situation accidentelle σ_{bc}=18.5MPa

La contrainte tangentielle

-Situation durable, Fissuration peu nuisible- τ_u=3.33MPa

Coefficients de sécurité

- Situation durable γ_b = 1.5
- Situation accidentelle γ_b = 1.15

Coefficients de Poisson

- Calcul des déformations ν = 0.2
- Calcul des sollicitations ν = 0

b. Acier

Poids volumique ρ=78.5kN/m^3

Nuance HA: feE400 ≥ HA10 fe = 400MPa

Nuance RL: feE215 Ø6 et Ø8 fe = 215MPa

Nuance TS: TLE520 0 ≤ Ø ≤ 6 fe = 520MPa

Module d'élasticité longitudinale E_s= 20x10^4 MPa

Module de cisaillement G= 8,1x10^4 MPa

La contrainte de traction

- Situation durable σ_s=348MPa
- Situation accidentelle σ_s=400MPa

Coefficients de sécurité

- Situation durable γ_s = 1.15
- Situation accidentelle γ_s = 1

Coefficient de Poisson ν = 0.3

Chapitre II:

PRE DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANT

II.1. INTRODUCTION :

Le but de pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts, ces dimensions sont choisies selon les recommandations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, a savoir :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLACHERS :

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

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

II.2.1.Plancher à corps creux :

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

L/25≤ht≤L/20

Le règlement CBA93 n'exige que **ht ≥ L/22.5** d'où la nouvelle fourchette est

L/22.5 ≤ ht ≤L/20

L : la longueur max du porté plus long des poutrelles

L= 435 cm d'où alors 17.4 cm ≤ h_t ≤ 21.75 cm Et ht ≥19.33 on adopte h_t=20cm

Telle que : ht = (d + e)

d = 16 cm (hauteur de corps creux),

e = 4 cm (hauteur de la dalle de compression), **Donc h_t = 20 cm**

Condition d'isolation acoustique :

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

h min ≥ 16 , d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

Dimensions de l'hourdis :

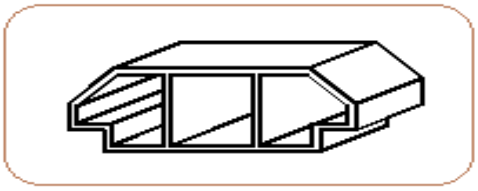


Figure. II.1 : dimensions de l'ourdis

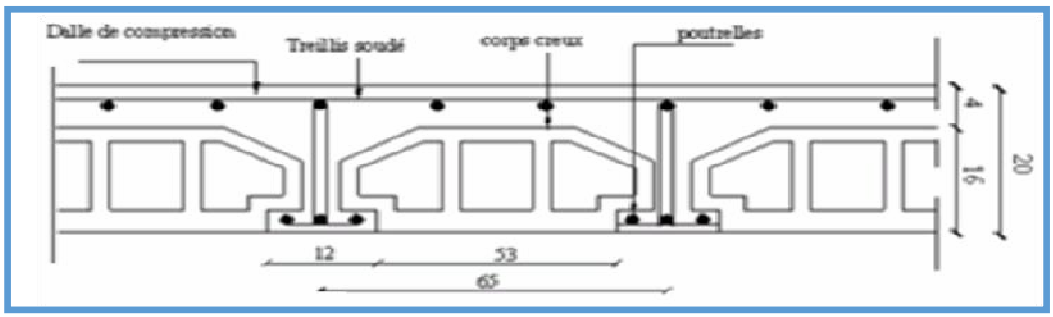


Figure. II.2:Coupe du plancher à corps creux

II.3. Pré dimensionnement de Dalle pleine :

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

II.3.1.Critère de résistance :

dalle reposant sur 4 appuis : $(Lx /45) \leq$ ép. $\leq (L x / 40)$,

dalle reposant sur deux appuis : $(Lx / 35) \leq$ ép $\leq (Lx / 30)$,

Où : ép : épaisseur de la dalle. Lx: la plus grande portée mesurée entre nu.

Notre dalle pleine repose sur 3 appuis :

Lx = 353cm $7.8cm \leq$ ép ≤ 8.825 cm

II.3.2.Sécurité contre l'incendie :

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

ép = 11cm: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

II.3.3.condition d'isolation acoustique :

ép $\geq$ 15 cm.

II.3.4.Conclusion:

Pour la dalle plaine on adoptera : ép. =15cm

II. 4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elle transmettant les charges aux poteaux.

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

$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} /10$ et $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : [7.5.1]

- h≥30cm
- b≥30cm
- h/b ≤ 4

II. 4. 1.Les poutres principales :

Type01:

L max = 552 cm ⟶ 36.80 cm ≤ h ≤ 55.20 cm on adopte h=45cm

13.50cm ≤ b ≤ 31.50 cm on adopte b=30cm

Type02 :

L=450cm ⟶ 30 cm ≤ h ≤ 45 cm on adopte h= 40 cm

12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b= 30 cm

Vérification selon le RPA 99 version 2003 : [7.5.1]

- b ≥ 20cm ⟶ b=30 > 20…….…….. (Cv)
- h ≥ 30cm ⟶ h=45 et 40≥30……. (Cv)
- h/b≤ 4 ⟶ 45/30=1.5 et 40/30=1.33…… (Cv)
- b max≤1.5h1+b1 30<1.5×40+30=90 cm et 1.5×45+30=97.5 cm

II. 4. 2. Les poutres secondaires :

L max=4.35cm ⟶ 29.0cm ≤h ≤ 43.5cm on adopte h=35cm

10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte b=30cm

II. 4. 2. 1 Vérification selon le RPA 99V2003 : [7.5.1]

-b=30 ≥20 cm…..…… (Cv)

- h=35≥30cm……. (Cv)
- h/b=1.17≤4…….. (Cv)

Donc

- ✓ Poutre secondaire…….. (b× h)= (30×35) cm.

Tableau II.1: Dimensions des poutres

	La portée (m)	Dimension (cm)
Poutres Principales 01	5.52	30*45
Poutres principales 02	4.50	30*40
Poutres Secondaires	4.35	30*35

II. 5. Evaluation des charges et surcharges

II. 5. 1.Plancher Terrasse :

II.5.1.1.Charges permanentes :

Tableau II.2.Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Forme polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en platre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6.94

G terrasse Plancher = 6.94 KN/m

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m^2 la terrasse est inaccessible

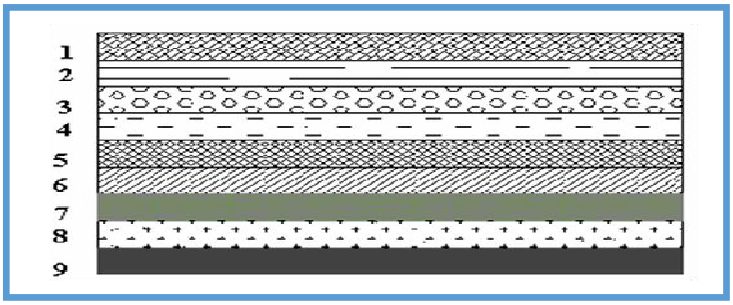


Figure. II.3 : Composants d'un plancher terrasse.

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN /m^2)
	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	**0.90**
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier kraft	-	-	**0.05**
4	Liège (isolant)	0.04	4	**0.16**
5	Forme de pente	0.12	22	**2.64**
6	Film polyane	-	-	**0.01**
7	Pare vapeur	0.01	6	**0.06**
8	Dalle pleine	0.15	25	**3.75**
9	Enduit en ciment	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				8.05

G terrasse DP = 8.05 KN/m

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m^2

II. 5. 2. Plancher courant (corps creux) :

II.5.2.1.Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charges permanentes d'un plancher courant (corps creux).

N°	Composante	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher à corps creux	0.16+0.04		2.80
5	Cloison simple	0.10	-	1.62
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6.00

G PLANCHER =6.00 KN/m

Surcharge d'exploitation Q=1.5KN/m

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N°	Composante	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	simple Cloison + enduit de ciment	0.10	-	1.62
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente G				7.10

Surcharge d'exploitation de balcon à l'étage courant Q = 3.5 KN/m^2

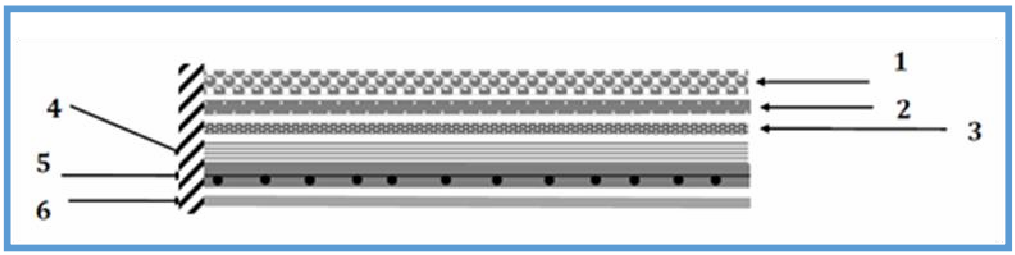


Figure..II.4 : composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse.

II.5.3.Maçonnerie :

a - Murs intérieurs (simple) :

Tableau II.6 : Charges permanentes d'un mur intérieur simple

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36*2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Total				1.62

b- Murs extérieur (double cloison) :

Tableau II.7 : Charges permanentes d'un mur extérieur double cloison.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2*0.36
2	Brique creuse	0.10	-	2*0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Total				2.52

II. 6. Pré dimensionnement des poteaux :

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

Pour le Pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera redimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II. 6. 1. Etapes de Pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Selon les conditions de RPA.99 version 2003 : [7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- Min (b1, h1) ≥30cm
- Min (b1, h1) ≥ he/20
- 1/4 ≤ b1/h1 ≤4

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées [2] [B.8.1.1].

- ✓ Vérifier :

$$N_{ultime} \le \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad [2][B.8.4.1]$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q. [2][B.8.2.1.1]

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\left(\alpha = f(\lambda)\right)$.

λ: Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.

l_f : Longueur de flambement. [2][B.8.3.3.1]

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.

I : Moment d'inertie d'une section carré par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.

B : Surface de la section du béton (B=a x b).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b=1,50)……..situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s=1,15)…….situation durable.

* fe : Limite élastique de l'acier (fe=400MPa).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}=25MPa).

* A : Section d'acier comprimée.

A= B/1000

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

(Br=(a-0,02) (b-0,02)) [cm^2].

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

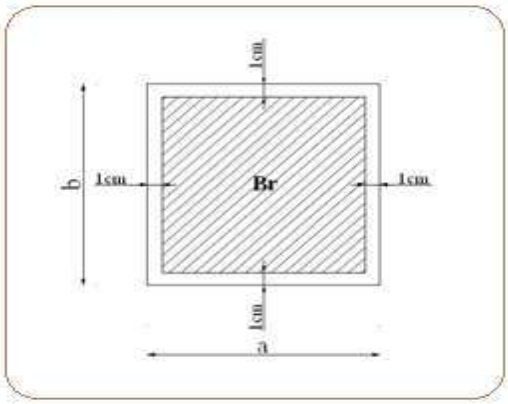


Figure. II5 : la section réduite d'un poteau.

Tableau II.8.calcul de l'effort Ñ

étage	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28(Mpa)	B(cm2)	Br(cm2)	AS(cm2)	α	ÑU(kN)
5	35	2,27	0,10	22,45	25	1225	1089	1,23	0,79	1617,33
4	35	2,27	0,10	22,45	25	1225	1089	1,23	0,79	1617,33
3	35	2,27	0,10	22,45	25	1225	1089	1,23	0,79	1617,33
2	40	2,27	0,12	19,64	25	1600	1444	1,60	0,80	2182,78
1	40	2,27	0,12	19,64	25	1600	1444	1,60	0,80	2182,78
rdc	45	2,27	0,13	17,46	25	2025	1849	2,03	0,81	2829,52
ss	45	2,27	0,13	17,46	25	2025	1849	2,03	0,81	2829,52

a. Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est : 3-Bqui a une forme carré.

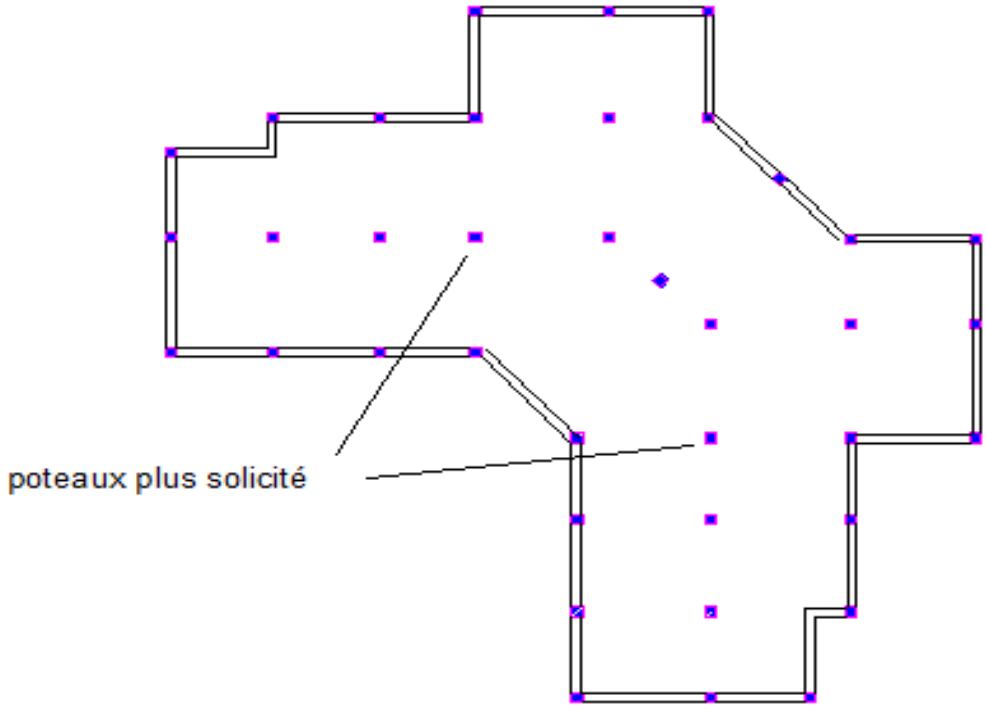


Figure. II.6 : représentation du poteau le plus sollicité

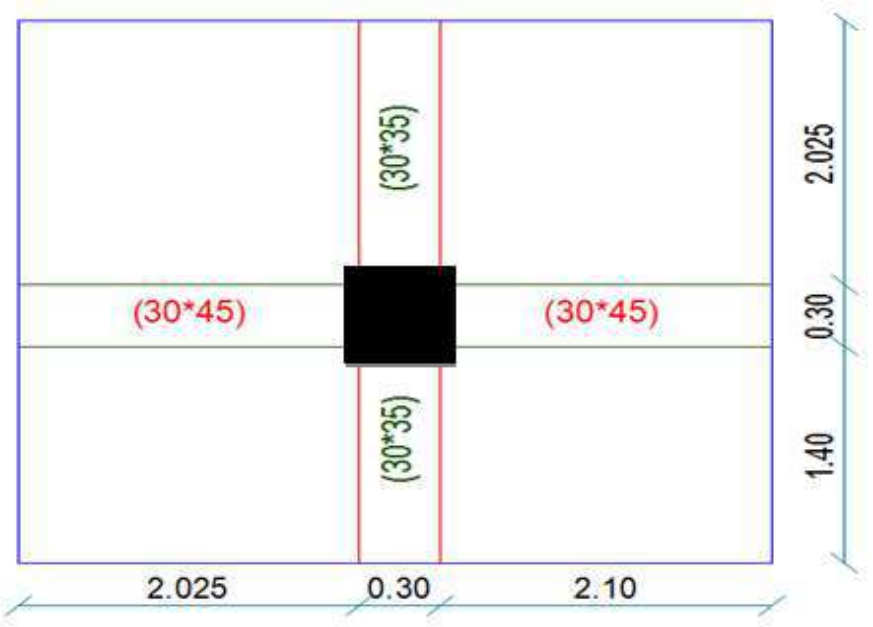


Figure .II.7 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

On a :

La surface Complete du plancher :

$S_t = (2.025+0.3+2.1) \times (1.4+0.30+2.025) = 16.48 m^2$

la surface du plancher seulement :

$SP=(2.025+2.1)\times(1.425+2.025)$ $14.12 m^2$

Donc finalement on a **St= 16.48 m²** et **SP=14.12 m²**

2 .b. Détermination des Charge permanente :

-5eme étage G5= Gplancher t + GPOUTRE (P+S) +Gpoteau

-4eme étage G4= Gplancher t+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G5

-3eme étage $G_3 = G_{plancher\ t} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau} + G_4$

-2eme étage $G_2 = G_{plancher\ t} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau} + G_3$

-1er étage $G_1 = G_{plancherC} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau} + G_2$

-RDC $G_0 = G_{plancher\ C} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau} + G_1$

- S/Sol $G_s = G_{plancher\ C} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau} + G_0$

- $G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = poids de plancher terrasse* $S_{plancher\ t\ ou\ c}$

- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b*h*L*poids volumique du béton armé $G_{(poteau)}$=(b*h*he)

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

Tableau. II.9. Détermination des charges permanentes.

Etage	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
5,00	98,05	9,92	14,93	9,78	132,68	132,68
4,00	84,77	9,92	14,93	9,78	119,40	252,09
3,00	84,77	9,92	14,93	9,78	119,40	371,49
2,00	84,77	12,96	14,93	9,78	122,44	493,93
1,00	84,77	12,96	14,93	9,78	122,44	616,37
Rdc	84,77	16,40	14,93	9,78	125,88	742,26
Ss	84,77	16,40	14,93	9,78	125,88	868,14

II.6.2. Détermination des sur charges d'exploitation : selon le DTR

Loi de dégression :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans

le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

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

le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valables pour n >5

Cette équation est donnée par **« DTR C.2.2 » [3].**

Avec

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

$Q0$: La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q1$, $Q2$,……, Qn: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

a) 5^{eme} étage Q 0

b) 4^{eme} étage Q 0+Q 1

c) 3^{eme} étage Q 0 + 0.95 (Q 1 + Q 2)

d) 2^{eme} étage Q 0 + 0.90 (Q 1 + Q 2+ Q 3)

e) 1^{er} étage Q 0 + 0.85 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4)

f) RDC Q 0 +0.80 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5)

g) S/Sol Q 0 +0.75 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5+Q 6)

Application numérique :

Terrasse inaccessible.Q =1KN/m^2 Etage courant……..…....Q =1.5KN/m^2

RDC……..……Q =1.5 KN/m^2

S/Sol ……..…..Q =1.5KN/m^2

a) $5^{ème}$ étage Q 5= 16.48 x 1= 16.48 KN

b) $4^{ème}$ étage Q 4= 16.48 +1.5x16.48= 41.20 KN

c) 3^{eme} étage Q 3= 16.48 +0.95 (1.5x16.48x2) = 63. 448 KN

d) 2^{eme} étage Q 2= 16.48 +0.90 (1.5x16.48x3) = 83.224 KN

e) 1^{er} étage Q 1= 16.48 + 0.85 (1.5x16.48x4) = 100.528 KN

f) RDC Q 0= 16.48+ 0.80 (1.5x16.48x5) = 115.36 KN

g) sous sol Q = 16.48 + 0.75 (1.5x16.48x6) = 127.72 KN

Tableau II.10. Détermination des surcharges d'exploitation.

Étage	5	4	3	2	1	RDC	S/Sol
Q(KN)	16.48	41.20	63.448	83.224	100.528	115.36	127.72

II.6.3. L'effort normal a l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

N ultime = 1.35G + 1.5Q

Nu = 1.1Nultime

Tableau II.11. Calcul de Nultime et Ñu.

étage	Dimension	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	ÑU(kN)	1.1NU≤ ÑU
5	35×35	132,68	16,48	203,85	224,23	1617,33	cv
4	35×35	252,09	41,21	402,13	442,34	1680,69	cv
3	35×35	371,49	63,46	596,70	656,37	1744,04	cv
2	40×40	493,93	83,24	791,67	870,84	2439,38	cv
1	40×40	616,37	110,44	997,76	1097,54	2524,91	cv
rdc	45×45	742,26	115,38	1175,12	1292,63	3384,01	cv
ss	45×45	868,14	127,74	1363,61	1499,97	3494,91	cv

Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◄◄ [1]:

II. 6. 4. Vérification vis-à-vis du RPA Version 2003 :

Pour la zoneIII, on a :

A)Niveau 5,4,3:

- Min (b1, h1) = 35 ≥30…….cv
- Min (b1, h1) = 35 ≥ he /20……..cv
- 1/4 ≤b1/h1 =1 ≤ 4……..……..cv

B) Niveau 1,2:

- Min (b1, h1) = 40 ≥30…….cv
- Min (b1, h1) = 40 ≥ he /20……..cv
- 1/4 ≤b1/h1 =1 ≤ 4……..……..cv

C) Niveau, RDC et sous sol :

- Min (b1, h1) = 45 ≥30…….….cv
- Min (b1, h1) = 45 ≥ he /20…….…..cv
- 1/4 ≤b1/h1 =1 ≤ 4…….……cv

Alors les trois conditions satisfaire.

Conclusion : On adopte une section de poteau (35×35) cm² pour les étages courants 3, 4 ,5.et On adopte une section de poteau (40×40) cm² pour niveau sous sol, 1 et 2 et section de poteau (45×45) cm²

pour niveau RDC, sous sol

NB. il est capable de prendre la section de poteau (35×35) dans le sous sol mais a cause des vérifications nécessaire ne pas prendre cette section

II. 7.LES VOILES :

Les voiles sont des éléments réalisé en béton armé, ils auront le rôle de contreventement du bâtiment et éventuellement supporter les charges verticales.

Les voiles sont considérés comme voiles de contreventement s'ils vérifient la condition du RPA99 Version2003:**L ≥ 4e. [7.7.1]**

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e"et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquent les figures suivantes :

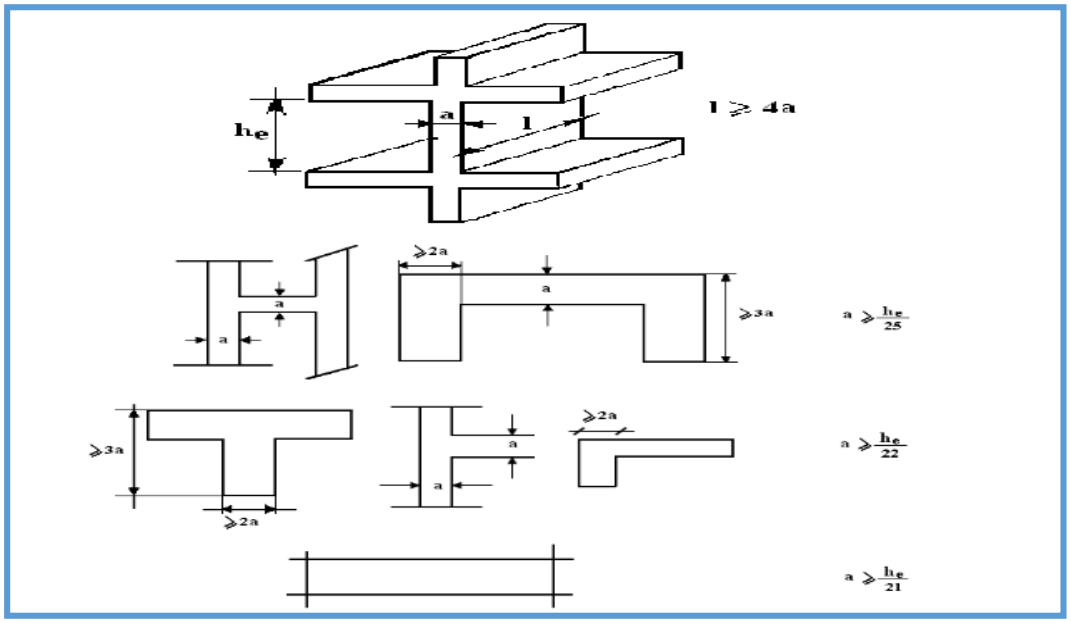


Figure. II.8: Coupes des voiles en plan

Pour Notre structure:

he= 3.24-0.40=2.84m.

a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 11.36 cm;12.90 cm;14.2 cm)

a ≥14.2 cm

On adopte: a =20 cm

Tableau II.12: détermination les sections des voile

Étage	Sous-sol	RDC	Etages courants
L'épaisseur (cm)	20	20	20

Chapitre III :

CALCUL DES ÉLEMENTS SECONDAIRES :

Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants:

- L'acrotère ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression)
- Les dalles pleines.
- Les escaliers
- La poutre palière

III.1. Calcul de l'acrotère:

III.1.1. Introduction.

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

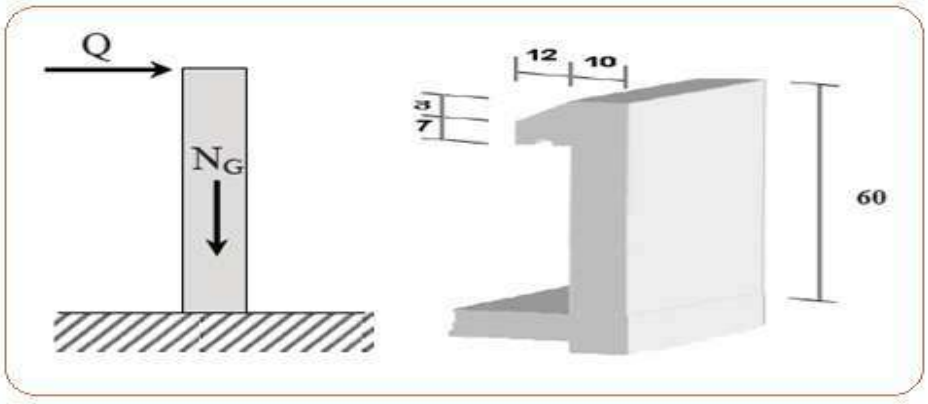


Figure III.1: Acrotère : détails et modélisation
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

III.1.2.Charge permanentes et exploitation :

Tableau III.1 : les charges de l'acrotère

Charge permanente G	**(KN/ml)**	1.712
Charge d'exploitation Q	**(KN/ml)**	1
composante sismique F_p	**(KN/ml)**	$F_p = 4.A.C_p.W_p$=0.421 kN

Tableau III.2: les efforts de l'acrotère

	ELU	**ELS**	**ELA**
Effort normal : Nu (KN)	1.35*G=2.311	G=1.712	Nac= G=1,755KN
Effort tranchant : Tu (KN)	1.5*Q =1.5	Q=1	Macc=(Q+Fp).h =1,421.0,6=0,825 KN.m
Moment d'encastrement : Mu(KN.m)	1.5*Q*h=0.9	Q*h=0.6	Tacc=Q+Fp= 1 ,421 KN

III.1.3. Calcul de ferraillage :

le calcul du ferraillage se fera en flexion composé et en situation durable.

Tableau III.3: les données

	Données		
Fc28	25MPa	h	10 cm
Ft28	2.1MPa	d	7.5 cm
Fe	400MPa	c	2.5 cm
σb adm	14.2MPa	c'	2.5 cm
σs adm	348MPa	b	100 cm

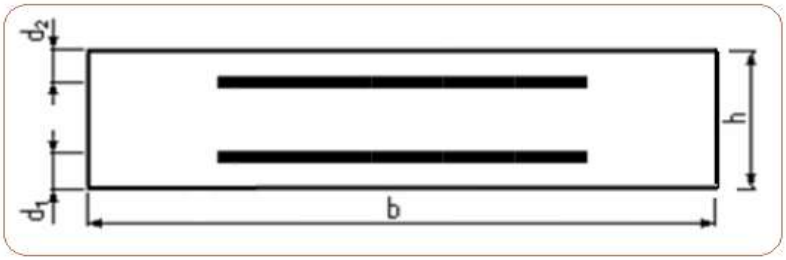


Figure. III.2: Notation pour le calcul du ferraillage
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

III.1.4.a. à ELU :

$e_0 = 38,94cm$ $c= c' = 2,5cm$

On a $e_0=38,94\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

- **Calcul le moment de flexion :**

  $e = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow e = 41.40cm.$

  $M_1 = N \times e \Rightarrow M_1 = 0.958\ kN.m$

- **Calcul des armatures verticales:**

  Le calcul se fera en flexion :

  $\mu= 0,012$ $\mu= 0,012 < \mu_l= 0,392 \Rightarrow A' = 0$

  Donc : ß = 0,994 $A_1 = 0.37cm^2$.

  $A = 0.37\ cm^2 \Rightarrow A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ Donc: $\begin{cases} A_2 = 0.30\ cm^2 \\ A_1 = 0 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité: [2] [b.6.4]**

  $A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0.302\ cm^2$ Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

  On adoptera : $A_2 = 4HA8$

- **Armatures de répartition:**

  $A_{rep} = 3HA8$

- ***Espacement*:**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm \le S_{min} = \min[3h = 30\ cm\ ; 33\ cm] = 30\ cm \quad \text{(CV)}$$

$$Srép = \frac{60}{3} = 20\ cm \le S_{min\,tr} = \min[4h = 40\ cm\ ; 45\ cm] = 40\ cm \quad \text{(CV)}$$

III.1.4.b. Vérification à l'état limite de service:

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = 35,05cm$ $2.5\ cm < e_0 = 35.05\ cm.$

$B_o = 1030,45\ cm^2.$ $\upsilon_1 = 5,073cm.$ $\upsilon_2 = 4,927cm.$ $I = 8516.25\ cm^2.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1,677cm.$ Donc : $e_0= 35.05cm \ge 1,677\ cm$

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

- **Détermination de y_1 :**

P= -2641.08 cm², q = +51719.75 cm². Y_2 = 32.06cm,

$Y_1 = Y_{2+} c$=2.01 cm, S_{xx} = 36.48 cm^3 $k = 0.0469\ N/mm^3$

$\sigma_b = 0.942MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6fc28 = 15MPa$ $\bar{\sigma}_b = 0.6fc28$

$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 39.62MPa$ $\overline{\sigma s} = 201.633MPa$

III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que: [2][A.5.1.1]

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02 \text{ MPa} \qquad \bar{\tau} = \frac{0.07\ fc28}{\gamma b}$$

D'où alors : $\tau_u = 0,02\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16$ MPa

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

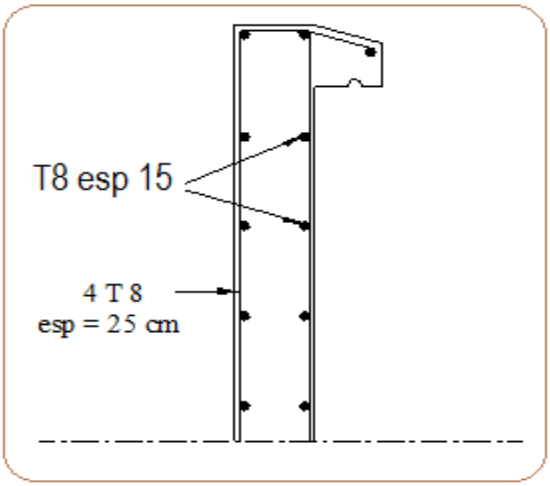


Figure. III.3: Ferraillage de l'acrotère

III.2.Plancher à corps creux :

Ce type de planchers est très couramment utilisé dans les bâtiments. Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La table de compression;
- Les poutrelles ;

III.2.1. La dalle de compression :[2][B.6.8.4.2.3.]

- La table de compression a une épaisseur de5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes [1]:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 15cm x 15 cm et de nuance FeE520 avec des Ø5.

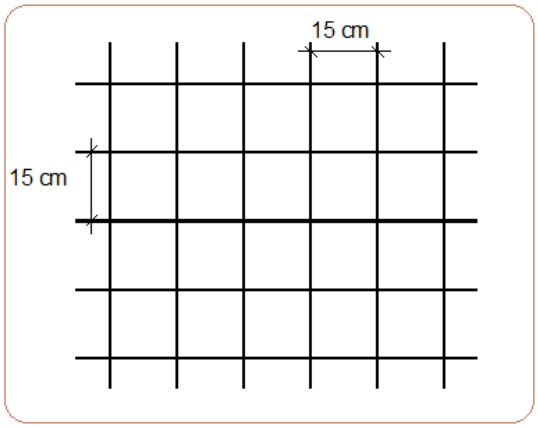


Figure. III.4: Ferraillage de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

III.2.2.1. poutrelles pour les planchers courants :

Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.2.2.1a. *avant coulage :*

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

- ❖ son poids propre ;
- ❖ le poids de corps creux- entrevous-;
- ❖ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou 0.5kN/m*L qui représentera le poids d'un ouvrier. [1 :B.6.8.4.1.2]

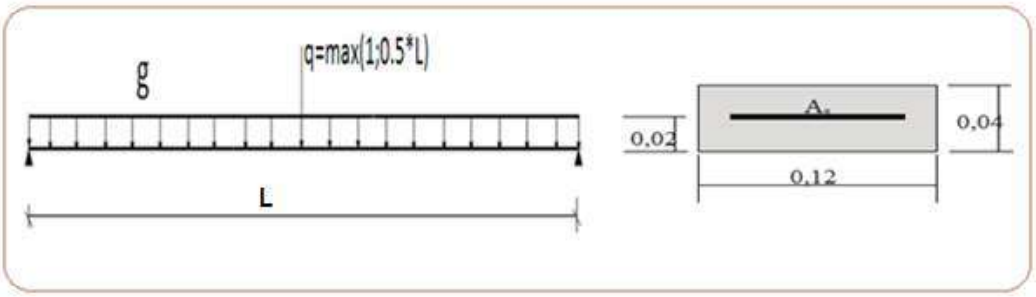


Figure. III.5: schématisation de la poutrelle avant collage

pour la clarté du schéma, l'échelle n'est pas respectée,

a) Charge et surcharge :

poids propre de la poutrelle : 0.04*0.12*25=0.12 KN/ml,

poids de corps creux : 0.65*1=0.65KN/ml

Donc : **G= 0.77 KN/ml**

Surcharge d'exploitation :

Q= max[1KN/ml ; 0.5*4.35=2.175kn] alors **Q= 2.175 KN/ml,**

b) Calcul du nombre d´étaiement :

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

Tableau III.4: déterminer le nombre d´étaiement calcul de la flèche

N° Etais	G	Q	fc28	E i MPA	L mm	I mm4	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0.77	2.175	25	32164.20	4350	640000	35.56	0.87	cnv
1	0.77	1.0875	25	32164.20	2175	640000	2.22	0.435	cnv
2	0.77	1	25	32164.20	1450.00	640000	0.52	0.29	cnv
3	0.77	1	25	32164.20	1087.5	640000	0.20	0.2175	cv

Résultats :

3 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

II.2.2.1b. Après coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.2.2.2.1.Méthodes de calcul :

a) La méthode forfaitaire :

Remarque : si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de **Caquot**.

b) Méthode de Caquot (pour les poutres) :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

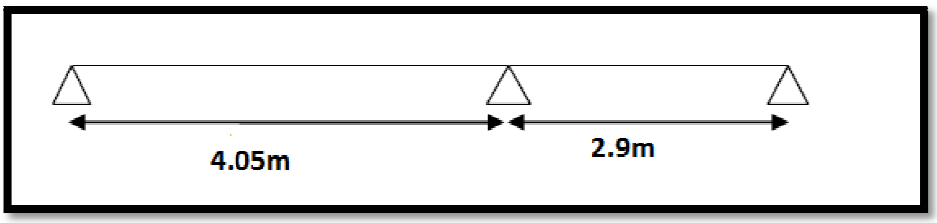
III.2.2.2.2.Evaluation des charges :

Tableau III.5: action de calcul les poutrelles après coulage..

	G KN/m	Q KN/m	Pu KN/m	P ser KN/m
Terrasse	6.94*0.65=4.51	1*0.65=0.65	7.06	5.16
Courant	6*0.65=3.90	1.5*0.65=0.975	6.73	4.88

III.2.2.3.Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression

a) Poutrelles à deux travées :



Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q= 0.65KN≤ [2*G=9.02 ; 5 KN/m²],……. (CV).
- Inertie est constante pour toutes les travées ……. (cv).
- Le rapport entre les portés successive des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25…….(cnv).

On utilise la méthode Caquot :

ELU:

Tableau III6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées

travées	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	13.799	2.760	**10.346**	7.246	11.755	-15.502
BC	7.075	**10.346**	1.4150	1.194	12.838	-6.679

ELS:

travées	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	10.006	2.001	**7.502**	5.254
BC	5.130	7.502	1.026	0.866

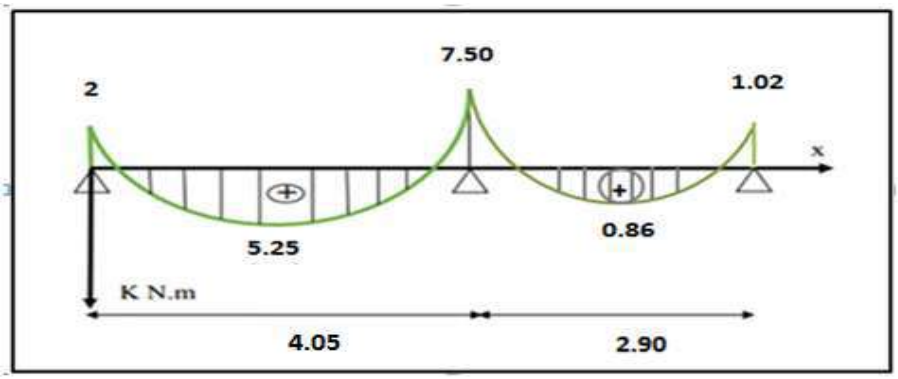


Figure. III.6: Diagramme des moments à l'ELU

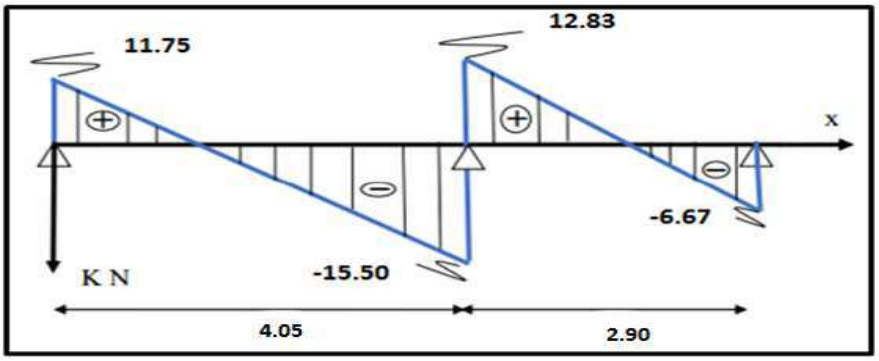


Figure. III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

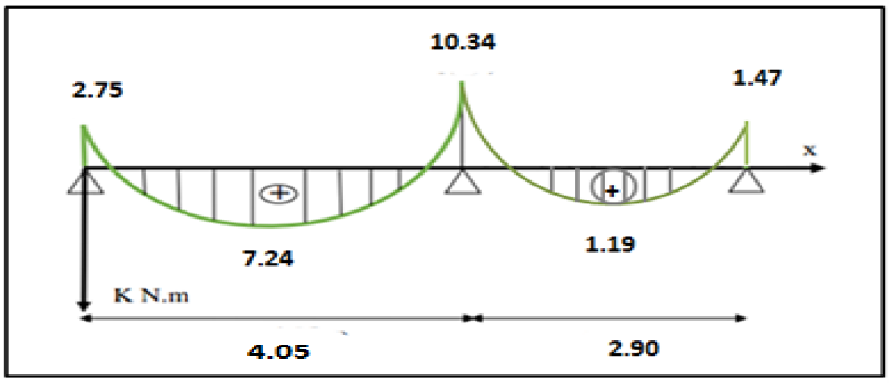
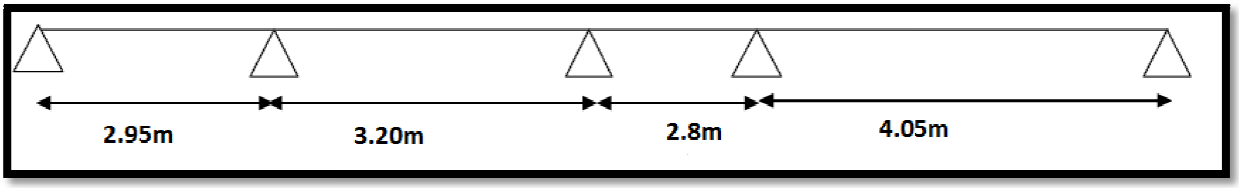


Figure. III.8 : Diagramme des moments à l'ELS

b) Poutrelles à quatre travées :



Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q= 0.65KN≤ [2*G=9.02 ; 5 KN/m²],……. (CV).
- Le rapport entre les portés successive des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25…….(cnv).

On utilise la méthode Caquot :

ELU:

Tableau III7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées

travées	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	7.321	1.464	6.100	3.539	8.355	-11.498
BC	8.614	6.100	4.621	3.254	11.230	-10.306
CD	6.595	4.621	**9.777**	-0.604	7.581	-11.263
DE	13.799	**9.777**	2.760	**7.530**	**15.361**	-11.896

ELS:

travées	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	5.309	1.062	4.423	2.566
BC	6.246	4.423	3.351	2.359
CD	4.782	3.351	7.089	-0.438
DE	10.006	7.089	2.001	5.460

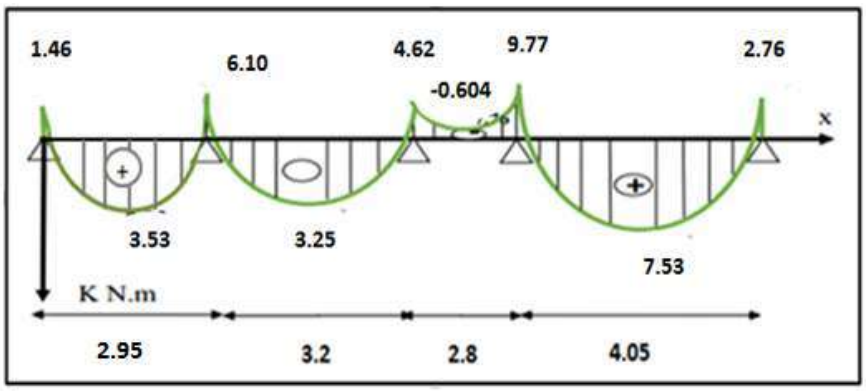


Figure. III.9: Diagramme des moments à l'ELU

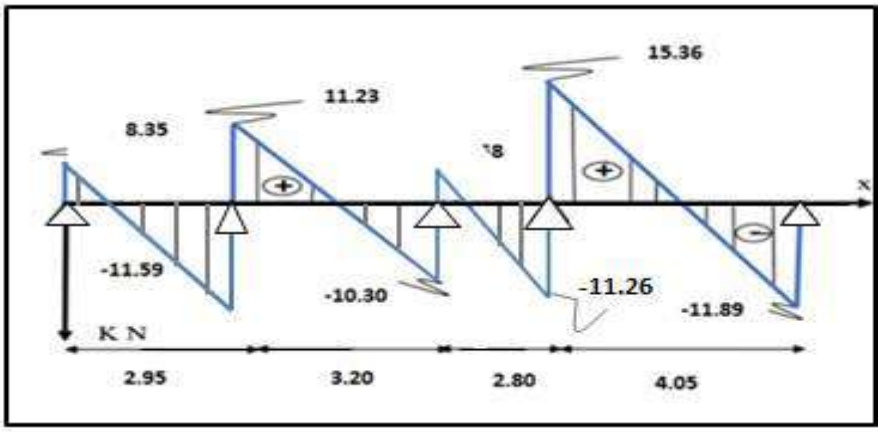


Figure. III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

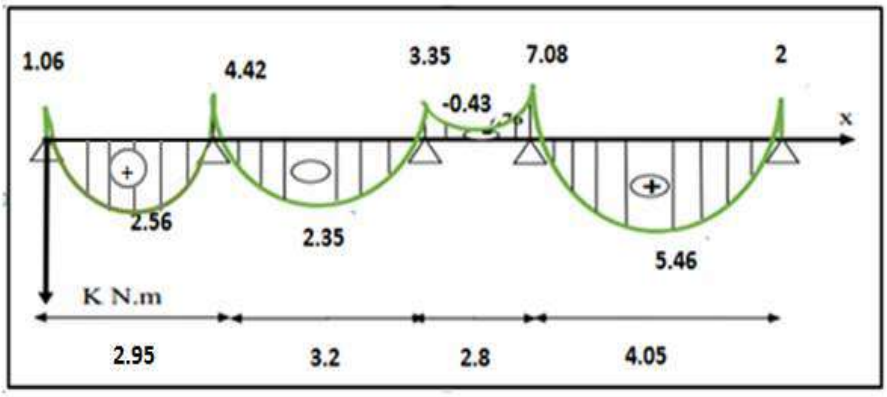


Figure. III.11 : Diagramme des moments à l'ELS

III.2.2.4. ferraillage :

Mt=7.53 KN.m,

Ma max= 10.34KN.

Tmax= 15.36 KN.

- **Position de l'axe neutre :**

b = 65cm ; h = 22 cm ; h_0 = 5 cm ; d = 23 cm; c=2 cm ;σ_{bc} =14.2 MPa.

M_0 = 65*4*14.2*(23 – 5/2) = 94.608 kN.m

M_t = 10.136 kN.m < M_0 = 94.608 kN.m.

A. Calcul à l´ELU :

- **En travée :**

μ = 0.025 => β = 0.987 A_S = 1.27 cm^2

On choisit : A_S = 3HA10 = 2.35 cm^2.

Condition de non fragilité: [2] [b.6.4]

A_{min} = 1.3 cm^2 => Donc : A_S = 2,35 cm^2 > A_{min} = 1.3 cm^2 (C.V).

A.2/Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa M_{ser}^{max} =5.46kN.m A_s = 2.35 cm^2 d = 18cm

Calcul de y :

On a :

=> y_1 =3.91 cm 0<y1<d

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

I_G = 10883.76cm^4, K=5. 01 N/cm^3

σ_b = 1.96MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa (C.V).

B. aux appuis :

B.1/Calcul à l´ELU :

M_a^{max} = 10.34 kN.m μ = 0.187 => β = 0.895 As = 1.84 cm^2

On choisit : A_S = 1T12+1T10 = 1.91 cm^2.

Condition de non fragilité :

A_{min} = 0.24 cm^2 Donc : A_S = 1.91 cm^2 > A_{min} = 0.24 cm^2 (C.V).

B.2/Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa ; f_{c28} = 25 MPa On a : M_a^{max} = 7.50kN m. A_s = 1.91 cm^2 ; d = 18cm

Calcul de y :

y_1 = 7.19 cm 0< y1 <d

I_G = 7803.192cm^4 , K=9.61 N/cm^3 σ_b = 6.90 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa (C.V).

C. Armature transversales :

Vérification de contrainte de cisaillement : •

v_{umax}=15.36kN τ_u = 0.71 MPa [2][A.5.1.1]

$\overline{\tau}_u$ = 3.33 MPa τ_u = 0.667 MPa < $\overline{\tau}_u$ = 3.33 MPa (C.V).

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0.571\text{cm}; \phi_l = 1.2\text{ cm}; \frac{b_0}{10} = 1.2\text{ cm}\right] = 0.571\text{cm}$$

On prend ϕ_t = 6 mm . $\Longrightarrow$ $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 0.28 cm² $\Longrightarrow n_t=2$ $A_t=a_t.n_t=0.56cm^2$.

L'espacement : [2][A.5.1.2.2]

on adopte : S_t =15 cm

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \ge \frac{\gamma_s(\tau_U - 0.3 * K * f_{t28})}{0.9 * Fe * (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ [2][A.5.1.2.3]

=> 0.0031 ≥ 0.00026 (C.V) 1.24 ≥ 0.4 MPa. (C.V).

D. Vérification au voisinage de l'appui :

- **Appui de rive :**

$a = \text{Min}[26;16.2] = 16.2\,\text{cm}$ => $V_U = 15.36kN \le 129.60$ kN (C.V).

- **Appui intermédiaire :** [2][A.5.1.3.2.1]

$$V_U + \frac{M_u}{0.9*d} \le 0 \Rightarrow = -48.46kN \le 0 \quad \text{(C.V).}$$

E. Vérification de la flèche : :[**2][B.6.5.1]**

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

1) $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16}$ => $\frac{20}{405} = 0.049 \ge \frac{1}{16} = 0.0625$ (C.V)

2) $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0}$ => $0.049 \ge \frac{1}{15}\frac{5.46}{10.01} = 0.036$ (C.V)

3) $\frac{A}{b_0 * d} \le \frac{3.6}{Fe}$ => $\frac{2.35}{12*18} = 0.011 \le 0.009$ (CNV)

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

Calcul de la flèche :[2]

Mser = 5.46kN.m

$\rho = \frac{2.35}{12.18} = 0.011$ ρ = 1.1 % $\Rightarrow$ **β1 = 0.855**

σs==150.97MPa λ_i ==4.11 λv=2/5 λi=1.64 $\Rightarrow$ μ=0.58

Détermination de l'axe neutre: y ==7.10cm

Moment d'inertie de la section totale:

I ==20003.24cm^4 $\Rightarrow$Ifi=6925.50cm^4 I_{fv} ==11761.13 cm^4

Ei=11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.2MPa ; Ev=1/3 Ei=10721.4MPa

fv=7.10mm. fi=4.02mm Δft = 7.10- 4.02 = 3.08 mm

Il faut avoir *:* Δft ≤ fLimite = $\bar{f}$ Avec*:* Flimite = 8.1 mm

Donc: Δft = 3.08 mm < fLimite = 8.1 m

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (e=16+4cm) du plancher à corps creux

Tableau III.8. Récapitulation des résultats de la flèche

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	$σ_s$ (MPa)	μ	$λ_i$	$λ_v$
5.46	2.35	7.10	0.01	0.86	150.97	0.58	3.78	1.17
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20003.24	6925.50	11761.13	4.05	4.02	7.10	3.08	8.10	**cv**

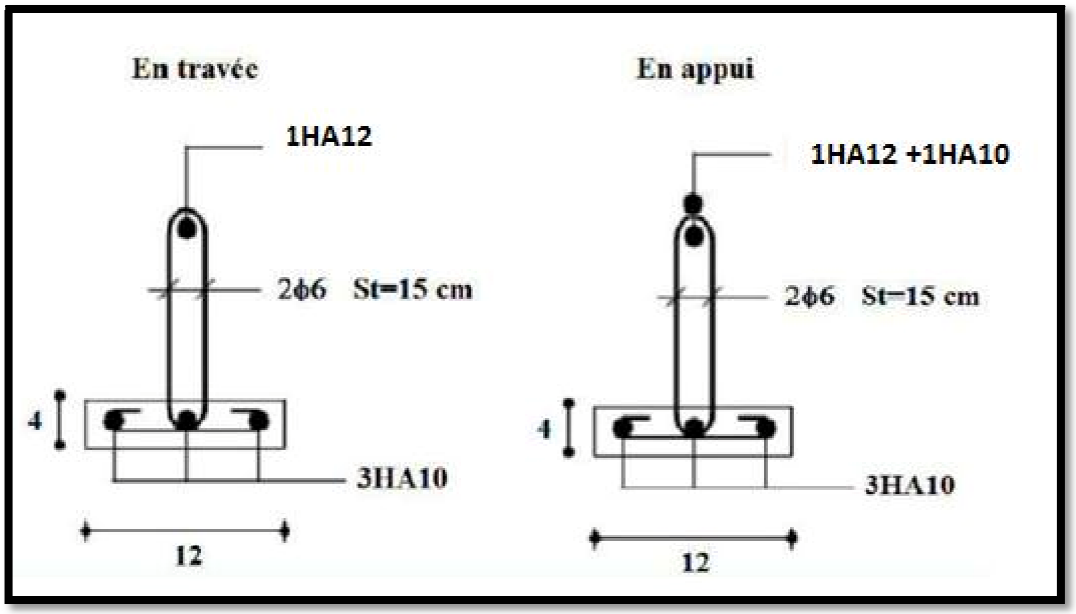


Figure. III.12: Ferraillage de poutrelle

III.3. LES DALLES PLEINES :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis ; l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Dans notre projet on a deus types de dalle pleine :

- Dalle pleine triangulaire,
- Dalle pleine rectangulaire.

III.3.1.Méthode de calcul :

La méthode forfaitaire : la plus utilisée aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les

Formes géométriques irrégulières, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

III.3.1.1.Principe de calcul :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

∑ des travaux externes = ∑ des travaux interne

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P. f$

Avec : P : Charge totale

F : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

$T_{int} = M. L .\theta.$

Avec : M : Moment de flexion,

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,

θ : Angle de rotation.

III.3.2. dalle pleine triangulaire :

III.3.2.1.Calcul du moment de dalle pleine encastrée au deux cotés :

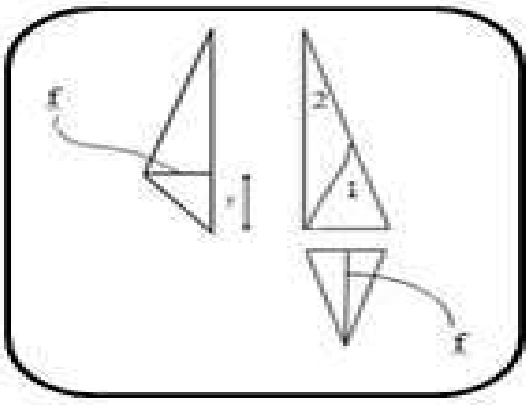


Figure. III.13 : déplacement des zones

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 8.01KN/m² P_u = 12.31 KN/m²

Q = 1 KN/m² P_{ser}= 9.11Kn/m²

Plancher courant :

G = 7.10 KN/m² P_u= 14.84 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² Pser= 10.60 KN/m²

Lx = 0.77m ; ly = 3.85m ; l = 3.93m.

Détermination de M :

Principe de travail virtuel : $T_{int}=T_{ext}$

a. travaille externe :

$T_{ext}=0.51P_u f$

b. Travail interne :

$T_{int} = F(1.5\frac{Lx}{Y} + 2\frac{Ly}{X})$

sit la solution

$\frac{dp}{dx}=0 \longrightarrow \frac{1.24}{x^2}$

$\frac{dp}{dy}=0 \longrightarrow \frac{0.25}{y^2}$

Après le calcule en trouve

X=1.11m Y=0.5m

Pu=1.98Mu $\longrightarrow$ Mu=$\frac{Pu}{1.98}$

Pu=1.98Mser $\longrightarrow$ Mser=$\frac{Pser}{1.98}$

Mu=6.24KN.m M_{ser}= 4.57KN.m

III.5. 2.a.1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

Mtx= Mty= 0.75Mu=4.68KN.m

Le moment on appuis :

Max= May = 0.5Mu = 3.12KN.m

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa

Condition d'espacement

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

En apuis : St=$\frac{100}{4}$= 25cm≤Št =Min[4h=60cm,33cm]=33cm

Tableau.III.9 . Ferraillage de la dalle pleine.

Position	sens	Mu(Kn.m)	μ	β	Amin	A calculé	Adopter	St(cm)
Travée	x	4.68	0.028	0.986	1.50	1.50	6HA10	25
	y	4.68	0.028	0.996	1.50	1.50	6HA10	25
Appuis	x	3.12	0.014	0.993	0.74	1.50	6HA10	25
	y	3.12	0.014	0.993	0.74	1.50	6HA10	25

Vérification à l'ELS :

Détermination de la valeur de(y) :

Tableau.III.10. Vérification a l'ELS

Position	Mser (Kn.m)	Y(cm)	IG (cm)	σb(Mpa)	σb (Mpa)	Vérification
Travé	4.57	3.5	1.96×10^4	15	2.60	C.V
Apuis	3.12	3.5	1.96×10^4	15	1.30	C.V

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau.III.11 : Vérification au cisaillement

	Suivant x	Suivant y
V	$Vx=\frac{p\times lx\times l}{2lx+ly}$=9.30KN	$Vy=\frac{p\times lx\times l}{3ly}$=8.22
τu	$\tau u = \frac{vx}{bd}$=0.07	$\tau u=\frac{vy}{bd}$=0.06
τ	τ =0.07fc28/ γb=1.17Mpa	
τu≤ ŕ	oui	oui

Vérification de la flèche : Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau. III . 12 . Vérification de la flèche

1 er condition	$\frac{h}{l}\geq\frac{1}{20}\times\frac{Mt}{Mx}$=0.115>0.111
2 eme condition	$\frac{A}{bd}\leq\frac{2}{fe}$=0.002<0.009
Vérification	C.V

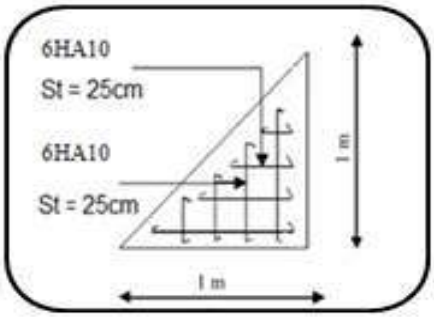


Figure.III.14 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml.

III. 3. 3.Calcul des dalles rectangulaire :

Calcul de la charge totale : Plancher terrasse :

G = 8.01KN/m² P_u = 12.31 KN/m²

Q = 1 KN/m² P $_{ser}$= 9.11Kn/m²

Plancher courant :

G = 7.10 KN/m² P_u= 14.84 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² Pser= 10.60 KN/m²

Lx = 1.40m ; ly = 2.85 m

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

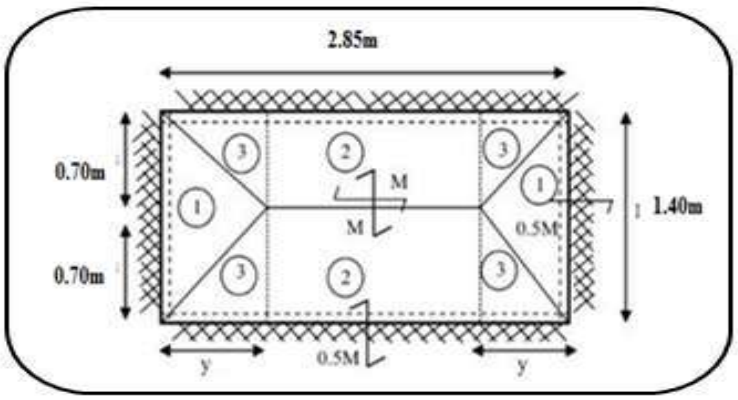


Figure.III.15. Efforts dans la dalle rectangulaire

a-)Travaille externe :

T_{ext} =P_u f[1.785- 0.46y

b-)Travail interne :

Tint=Mf[2,1/y+0,714y +2,035]

y doit être : 0 < y <1,42 m $\frac{dq_u}{dy}=0 \quad \Rightarrow \quad y=1,24m$

Mu= 5.30KN.m Mser =3.78KN.m

III.3. 3.a.1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Mtx= Mty= 0.80Mu= 4.24KN.m

Max= May = 0.5Mu = 1.89KN.m

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

Condition d'espacement :

En travée : St=33cm En apuis : St=33cm

Tableau.III.13 . Ferraillage de la dalle pleine.

	sens	M_u KN.m	μ	β	A cm^2	A_{min} cm^2	A_{choisi}	sens	A_{rep} cm^2	St cm
travée	y	4.24	0,028	0,986	1,50	1,50	6HA10	x	5HA10	25
appuis	y	1.89	0,014	0,993	0,74	1,50	6HA10	x	5HA10	25

Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.80M_{ser} =3.024KN.m Max= May=0.5M_{ser} = 1.89KN.m

Détermination de la valeur de(y)

Tableau. III.14 . Vérification a l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I(cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	3.02	4,71	$1,96\times10^4$	3,5	2,60	C.V
appuis	1.89	2,71	$1,96\times10^4$	3,5	1,30	C.V

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau.III.15 .Vérification au cisaillement

	Suivant x
V	Vx=$\frac{p\times lx}{2}$=8.10kn
τu	τu = $\frac{vx}{bd}$=0.06kn
ŕ	τ =0.07fc28/ γb=1.17Mpa
τu≤ ŕ	oui

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

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau.III.16. Vérification de la flèche

1 er condition	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{Mx}$=0.0.134>0.030
2 eme condition	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{fe}$=0.003<0.005
Vérification	C.V

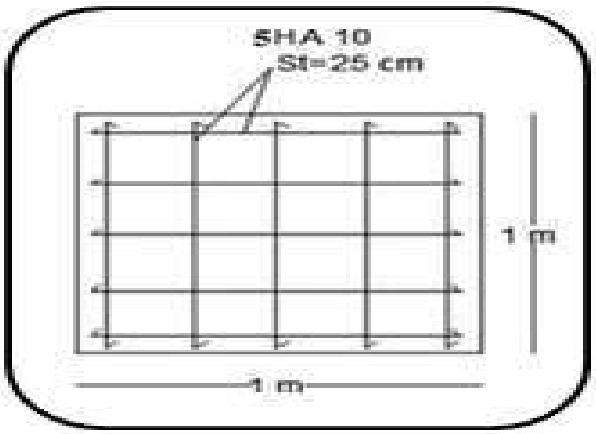


Fig.III.16 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire

III.4. LES ESCALIERS :

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

III.4.1.Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée** : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

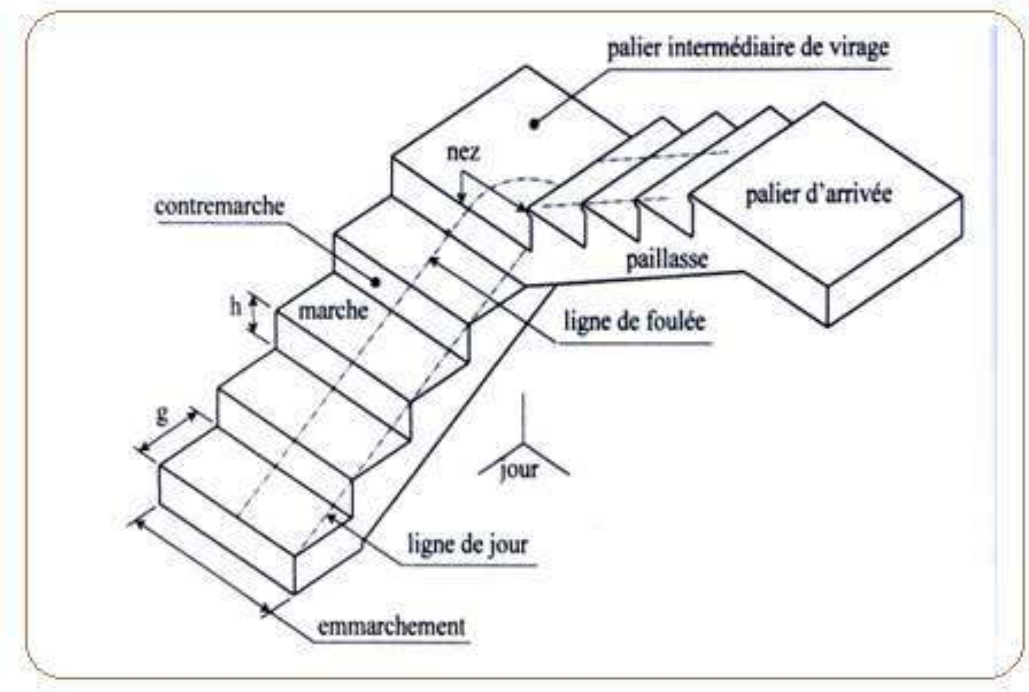


Figure. III.17: Représentation d'un escalie

1er type de l'escalier:

III.4.2.-Pré dimensionnement:

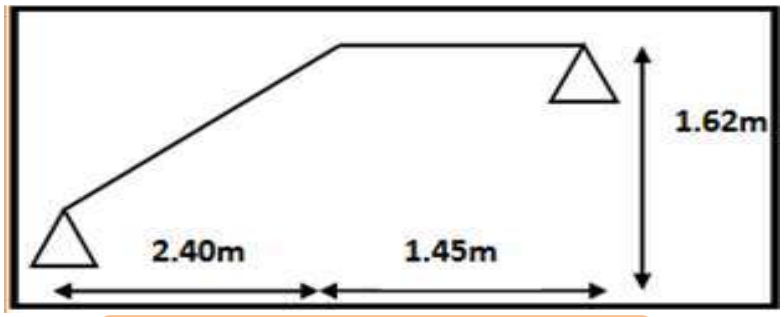


Figure. III.18:schéma statique de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.62 m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 18 cm

A. **Calcul l'angle d'inclinaison (α) :**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.62}{2.4} = 0.675 \Rightarrow \alpha = 34.01°$$

B. **Calcul la longueur de la paillasse "L_0":**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{2.4}{\cos 34.01} = 2.89\text{m}$$

C. **Détermination de l'épaisseur de la paillasse "e_p":**

$L_t = 2.89 + 1.45 = 4.34\text{m}$: longueur entre les appuis de la volée

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

$$\frac{L_t}{35} \le e_p \le \frac{L_t}{30} \Rightarrow 12.4\text{cm} \le e_p \le 14.4\,\text{cm}$$

Donc on prend: $e_p = 15\,\text{cm}$

III.4.3-Evaluation des charges et surcharges:

A. **charges permanentes: [3][VI.Annexes.A]**

Tableau III.17. Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.49

Tableau III.18. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.46
5	Poids des marches	0.18 / 2	25	2.25
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.45

B. Surcharge d'exploitation : [3][7.2.1]

$Q = 2.5KN/m^2$

III.4.4-Détermination des sollicitations:

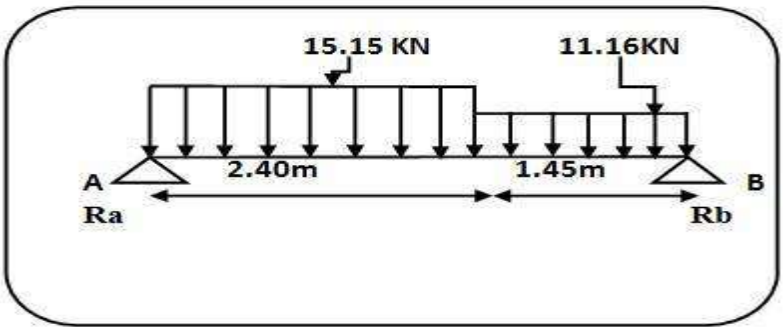
A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.19. Combinaison des charges de l'escalier extérieure

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.45	2.5	15.15	10.95

a)-A l'E.L.U:



- **Les réactions d'appuis:**

$\Sigma F = 0$

$R_a = 28.08KN$ $R_b = 24.47\ KN$

- **Moment fléchissant:**

$x = 1.85m$

D'où: $M_{max} = M(x = 1.85m) = 26.02KN.m$

Moment en travée: $M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 26.02 = 22.11KN.m$

Moment en appuis: $M_a = 0.5 M_{max} = 0.5 \times 26.02 = 13.01KN.m$

Effort tranchant : **T**=28.08 KN,

- ✓ **Diagrammes des efforts :**

M(x) :

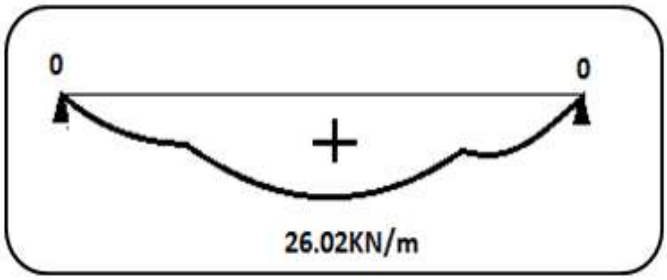
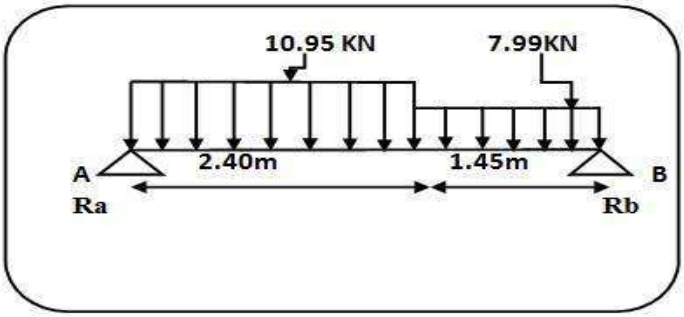


Figure. III.19: Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

b / à l'ELS :



Les réactions d'appuis:

$\Sigma F = 0$

$R_a = 20.27$ KN $R_b = 17.59$ KN

- **Moment fléchissant:**

$x = 1.85m$

D'où: $M_{max} = M(x = 1.85m) = 11.50KNm$

Moment en travée: $M_t = 0.85M_{max} = 0.85 \times 11.50 = 9.77KN.m$

Moment en appuis: $M_a = 0.5M_{max} = 0.5 \times 11.50 = 5.75KN.m$

Effort tranchant : **T**=20.27KN,

✓ **Diagrammes des efforts :**

M(x) :

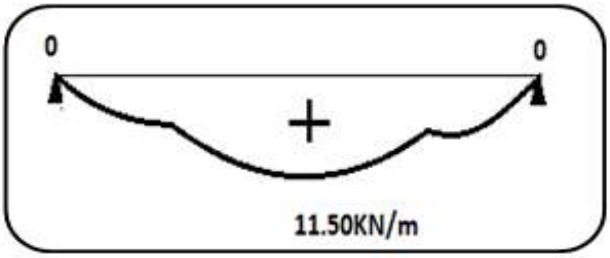


Figure. III.20: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS

III.4.5-Calcul du ferraillage des escaliers :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur : **[2]**

Tableau III.20.les données

Béton	F_{c28}=25MPa	b =100cm	σ_{bc}=14.2MPa	C=2.5
	F_{t28}=2.1MPa	γ_b=1.5	h= 15 cm	d =12.5
Acier	F_eE400	F_e=400MPa	γ_s=1.5	σ_s=348MPa

Tableau III.21. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (KN.m)	**U**	**β**	**A (cm^2)**	**A choisit (cm^2)**	**Ar=A/4**	**Ar (cm^2)**
En travée	22.11	0.099	0.947	5.36	5HA12=5.65	1.41	4HA10=3.14
En appuis	28.68	0.058	0.970	3.09	5H12=5.65	1.41	4HA10=3.14

- **Condition de non fragilité:** [2][b.6.4.]

En travées: $A = 5.65cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ …..(c.v)

En appuis: $A = 5.65cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ .....(c.v)

Vérification de l'espacement: [1][7.5.2.2]

- Pour les armatures longitudinales:

  En travées: $S_t = 20cm < Min[3h = 45cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ .....(c.v)

  En appuis: $S_t = 20cm < Min[3h = 45\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ .....(c.v)

- Pour les armatures de répartitions:

  En travées: $S_t = 25cm < Min[4h = 60\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ .....(c.v)

  En appuis: $S_t = 25cm < Min[4h = 60\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ ....(c.v)

Vérification de l'effort tranchant: [2][A.5.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{28.08 \times 10^3}{1000 \times 155} = 0.142MPa$$

On considère la fissuration comme préjudiciable. [2][A.5.1.2.1]

$\overline{\tau}_u = 1.17MPa$ $\tau_u = 0.142\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.17\,MPa$ ..... (c.v)

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

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$ [2][A.2.1.1.4]

a) En travées:

$A = 5.65cm^2$ $M_{ser} = 9.77KN.m$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $y = 3.83cm$ $I = 8243.29\,cm^4$ $\sigma_b = 4.54\,MPa$

$\sigma_b = 4.54\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$ ....(c.v)

b) aux appuis:

$A = 5.65cm^2$

$M_a = 5.75KN.m$; $y = 3.83\,cm$; $I = 8243.29\,cm^4$

$\sigma_b = 2.67MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$ ....(c.v)

Vérification de la flèche : [2][B.6.5.1]

On doit vérifie que :

- $h/l \geq M_t/(20M_0)$ => 15/3.85 = 0.038 ≥ 0.042/271.99=0.12 (C.N.V)

- ρ = A/(b*d) ≤ 2/fe => 0.0036 ≤ 0.005 (C.V)
- h/l ≥ 1/16

Une condition n'est pas vérifiée, alors on calcule la flèche ; **[2] [B.6.5.3]**

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Avec : $L = 3.85m < 5m$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$E_i = 32164,20MPa$; $E_v = 10721,40MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.22 . Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
9.77	5.65	0.036	115.44	5.76	2.30	0.028	33470.05	31606.72	34539.53

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0.142cm \\ f_v = 0.391cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.249cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.249cm < \bar{f} = 0.770cm.....CV.$$

Conclusion :on admet le même ferraillage calculé à l'ELU.

III.5.La poutre palière :

La poutre palière supporte le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L =2,33m

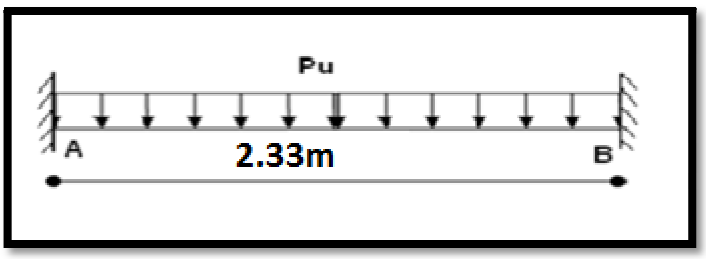


Figure. III.21: Schéma simplifié de la poutre palière.

III-5-1-Pré dimensionnement :

$$L = 2.33m \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 15.53cm \leq h \leq 23.30\,cm$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow 10.50cm \leq b \leq 24.50\,cm\ ,$$

On adopte (b x h) = (30 x 35) cm^2.

Vérification des prescription du RPA 99 V2003:

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- ✓ h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- ✓ h / b = 1.16 < 4. (c.v)

III-5-2-Charges et surcharges:

a) Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

E.L.U: R=28.08KN

E.L.S : R=20.27KN

b) Les charges revenants à la poutre palière :

Poids propre de la poutre: 0.30x0.35x25=2.63 KN/ml.

Poids du double cloison : 1.22x2.52=3.07 KN/ml

→ G =5.7 KN/ml

Donc : P_u = 1.35x5.7+ 28.08 = 35.77 KN/ml

: P_{ser} = 5.7+20.27= 25.97 KN/ml.

III-5-3- Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis avec la méthode RDM :

On a :

- $R_A = R_B = PL/2$ $M_A = M_B = PL^2/12$ $M_t = PL^2/24$

Tableau III.23 . les efforts de la poutre palière à l'ELU et ELS.

Niveau	T (KN)	Ma (KN.m)	Mt(KN.m)
ELU	41.68	16.18	8.09
ELS	30.25	11.75	5.87

III-5-4- Ferraillage de la poutre palière :

a) Les armatures longitudinales:

Données : h = 35 cm ; b = 30 cm ; c = 2.5 cm ; d =32.5 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ;

σ_b = 14.2 Mpa ; FeE400 ; γ_s = 1.15

Tableau III.24. ferraillage de la poutre palière.

	M_u(KN.m)	μ	B	A[cm²]	A_{min}[cm²]	$A_{adopté}$
En travées	8.09	0.018	0.991	0.72	1.05	3T12=3.39
En appuis	16.18	0.031	0.984	1.45	1.05	3T12=3.39

Vérification les armatures longitudinales: [1][7.5.2.1]

Amin= 0.5%bh

A max = 4%bh= 42cm^2 (zone courante)

A max = 6%bh (zone de recouvrement)

Alors : Amin=5.25 cm^2 ≤A=3.39+3.39=6.78cm^2≤ Amax=63cm^2……cv.

b) Armatures transversales:

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1\,\text{cm};\ \varphi_l = 14\,\text{mm};\frac{b}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 1\,\text{cm}$ $\quad a_t = 0.5\,\text{cm}^2$

on adopte A_t = 4 T 8 = 2.01cm².

III-5-5- Vérifications des contraintes :

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

En travée : M_{ser} = 5.87KN.m ; A = 3.39 cm² ; y = 8.94 cm ; I=35370.66cm4

σ_b =1.48 MPa < $\overline{\sigma}_b$ = 14.2 Mpa (c.v)

En appuis : : M_{ser} = 11.75KN.m ; A = 3.39 cm² ; y = 8.94 cm ; I_G = 35370.66cm^4 ;

σ_b = 2.97 MPa < $\overline{\sigma}_b$ = 14.2 Mpa (c.v)

a) Condition de non fragilité: [2][b.6.4.]

$$A_{min} = \frac{B*h}{1000} = \frac{30\times 35}{1000} = 1.05\,\text{cm}^2$$

Donc on adopte: en travée A = 3T12=3.39cm²

en appuis A = 3T12=3.39cm²

b) L'effort tranchant : [2][A.5.1.1]

$\tau_u = V/bd = 41.68*10^3/300*325 \Rightarrow \tau_u = 0.42$MPa

$\overline{\tau}_u$ = Min [0.2f_{cj}/γ_b ; 5Mpa] fissuration peu nuisible. [2][A.1.2.1.1]

$\overline{\tau}_u$ = Min [3.33Mpa ; 5Mpa] = 3.33MPa > τ_u (c.v)

Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis :

$\sigma_m = |V_u| /ab_0 \leq \overline{\sigma}_m = 1.3\ f_{c28}/\gamma_b$ **[2]**

$\sigma_m = 117.19 * 10^3 / 25.5* 30 = 1.53$MPa

σ_m = 21.66 Mpa $\Rightarrow \sigma_m < \overline{\sigma}_m$ (c.v)

c) Vérification du R.P.A 99 V2003:

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b \quad [1][7.5.2.1]$$

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}\,[h/4,\ 12\phi_t\,] & \text{en zone nodale,} \quad [1][7.5.2.1] \\ S_t \le h/2 & \text{en zone courante,} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 8.5\,\text{cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ \overline{S}_t = 17.5\,\text{cm} \quad (\text{zone courante}) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 5\,\text{cm} & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15\text{cm} & (\text{zone courante}) \end{cases}$

On a A_t = at.nt=0.5*4=2 cm².

$$S_t = 5\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t\,\min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t\,\min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,\text{cm}^2$$

on procédera à la vérification des paramètres suivants:

avec k = 1 (flexion simple) α = 90°

Zone nodale: $\dfrac{2.01\times10^2}{300\times50} = 0.013 \ge \dfrac{1.15(0.42-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0006$ …(c.v)

Zone courante: $\dfrac{2.01\times10^2}{300\times150} = 0.004 \ge \dfrac{1.15(0.42-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0006$ …(c.v)

Finalement :

A_t = 4 T 8 = 2 cm² $\begin{cases} S_t = 5\,\text{cm} & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15\text{cm} & (\text{zone courante}) \end{cases}$

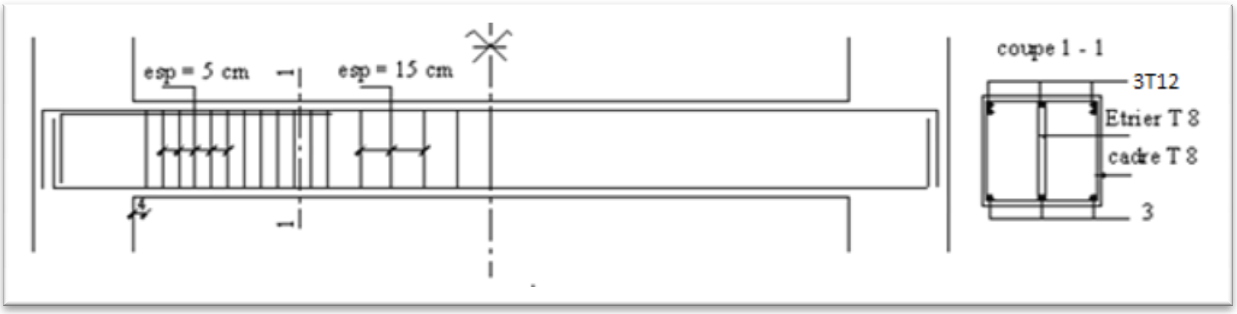


Figure. III.22: Ferraillage de la poutre palière.

d) Vérification de la flèche : [2][B.6.5.1]

On doit vérifie que :

(M_0=Pu*l²/8)

- $h/l \ge M_t/(10M_0)$ => 0.15 ≥ 0.033 =>. (C.V)
- ρ = A/ (b*d) ≤ 4.2/fe => 3.39/(30*32.5) = 0.0035≤ 4.2/400 = 0.0105 (C.V)
- h/l ≥ 1/16 => 0.150 > 0.0625 (C.V)

Conclusion : Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Chapitre IV:

CALCUL DYAMIQUE

VI.1 Introduction

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000.V.17.1.1, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Vue de la Structure en 3D :

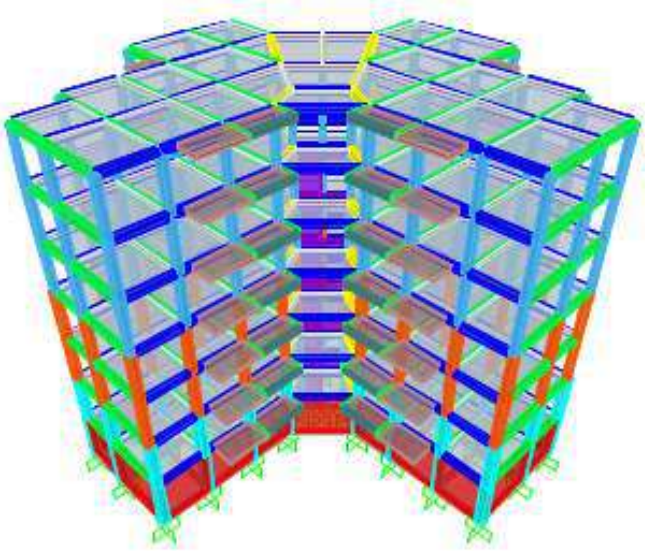


Figure. IV.1.bloc en 3D

La disposition des voiles :

disposition des voiles en 3D :

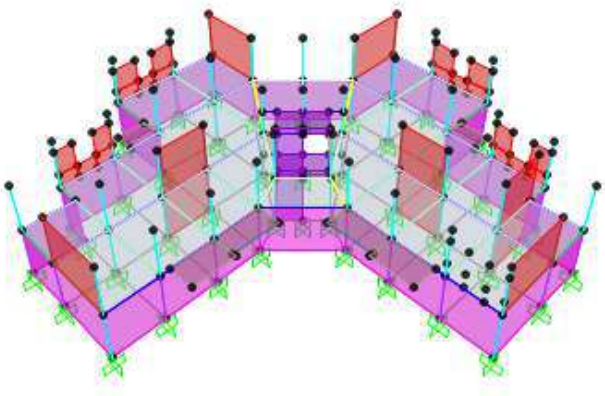


Figure. IV.2.disposition des voiles en 3D .

Remarque :

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisie la meilleure disposition représentée sur la figure suivante :

❖ Disposition des voiles en plan :

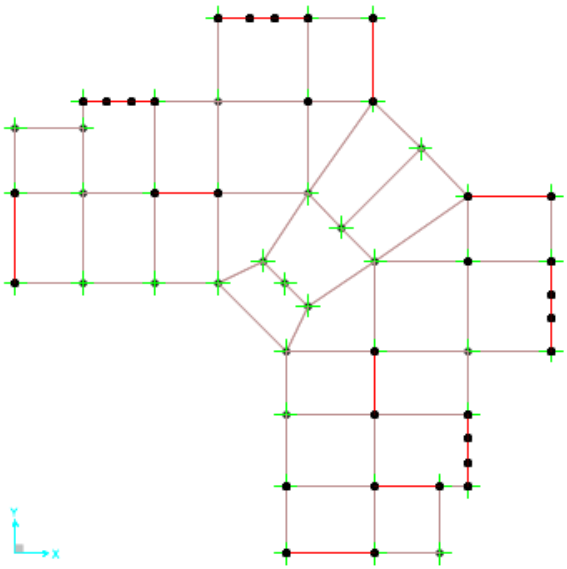


Figure. IV.3.disposition des voiles.

Tableau IV.1 : Le comportement des trois premiers modes

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	0.439	5.323 %	56.245 %	0.123 %
Mode 2	0.429	56.042 %	5.329 %	0.894 %
Mode 3	0.317	0.722 %	0.445 %	60.009 %

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe Y	translation pure suivant l'axe X	rotation pure autour de l'axeZ
T_1=0.438 sec	T_2=0.429 sec	T_3=0.317 sec

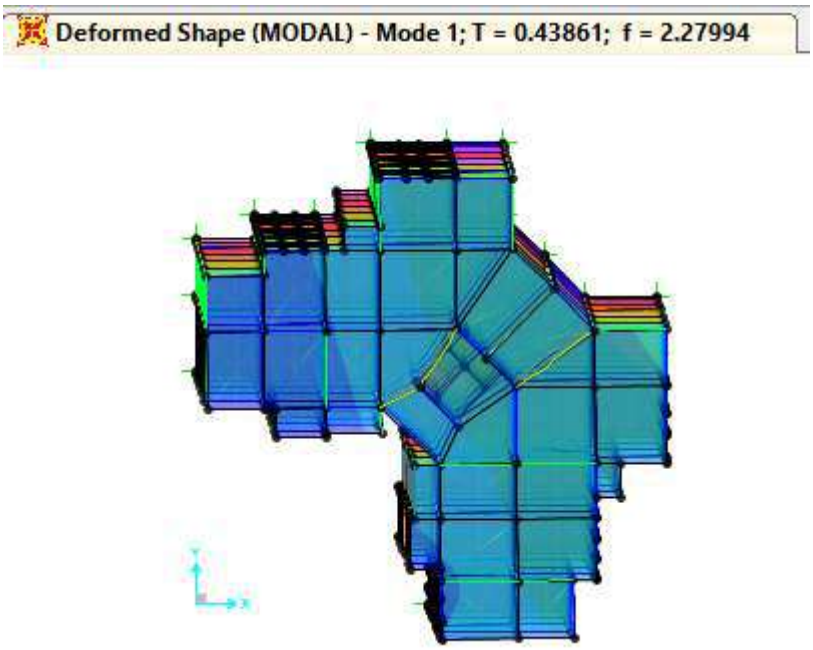


Figure. IV.4. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe Y).

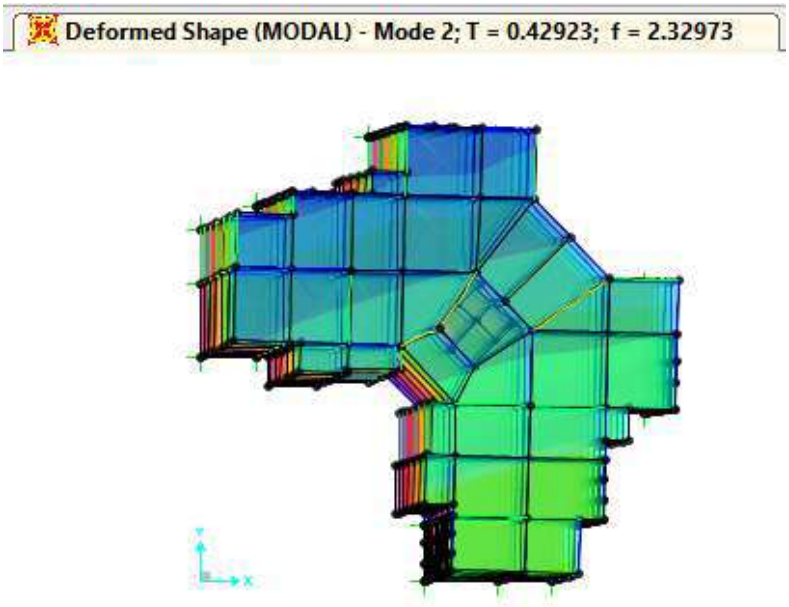


Figure. IV.5. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe **X**).

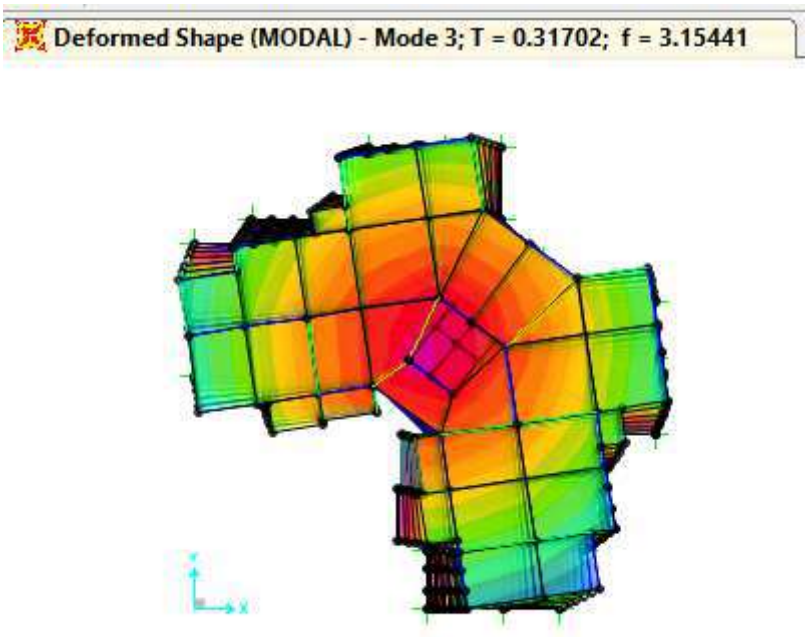


Figure. IV.6.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z).

VI.3- classification de la structure selon leur configuration :

A. **Régularité en plan :** [1] **[3.5.a.1]**

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Remarque: A Partir de ces conditions un seul n'est pas vérifier donc La structure est irrégulière en plan.

B. Régularité en élévation : [1] **[3.5.b.]**,

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2 Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b_3 et b_4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires d'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après

Remarque: la structure est classée régulière en élévation

Conclusion: la structure est classée irrégulière

VI.3-1Choix du système de contreventement

Notre structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Tableau IV.2..Les vale urs en pourcentages

Sens	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant T (kN)	T /Poteaux (kN)	T /Voiles (kN)
Ex	27913.827	15125.055	12788.772	7524.384	0.000	7524.384
Ey	26815.516	15125.055	11690.461	7640.452	0.000	7640.452

Sens	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant T (%)	T /Poteaux (%)	T /Voiles (%)
Ex	100 %	54.185 %	45.815 %	100 %	0.000 %	100.000 %
Ey	100 %	56.404 %	43.596 %	100 %	0.000 %	100.000 %

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles**.**

VI.3 .2. Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif a notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (catégorie 3) .

VI.4-Calcul d'excentricité : [1] [3.5.1-a] :

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

VI.4 .1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (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 :

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

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.

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 26.05m.
- Largeur du bâtiment = 26.05 m.

Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = 0.15 %.Lx = 2.46 m.
- Excentricité suivant Ly = 0.15 %.Ly = 4.43 m.

Tableau IV.3. Calcul du centre de Masse.

Niveau (m)	∑Wi (kN)	∑Wi.Xi	∑Wi.Yi	XG (m)	YG (m)
3.24	5649.460	79583.94	78866.46	14.087	13.960
6.48	5019.992	70656.39	70018.84	14.075	13.948
9.72	4973.805	70036.15	69369.65	14.081	13.947
12.96	4921.010	69327.18	68633.32	14.088	13.947
16.2	4869.048	68629.23	67903.74	14.095	13.946
19.44	4809.678	67864.55	67095.00	14.110	13.950
22.68	4113.803	57827.73	57404.00	14.057	13.954
∑	34356.796				

IV.4. 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 :

$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}}$ $YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$ 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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

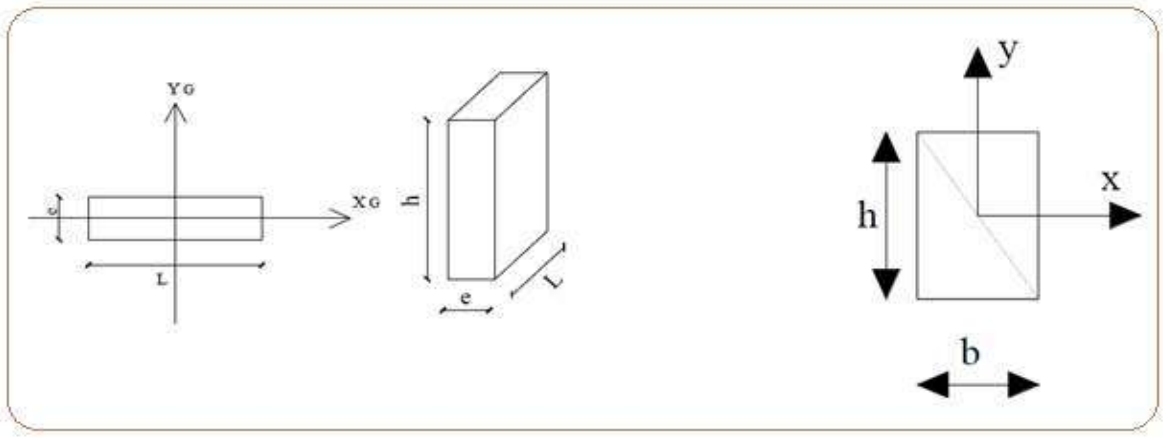


Figure. IV.7. Inerties des voiles et des poteaux.

Tableau IV.4. Calcul du centre de torsion.

Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	∑ Ix*Yi	∑ Iy*xi	Xi (m)	Yi (m)
3.24	4.932	1.001	99.38	11.636	11.625	20.151
6.48	1.733	3.470	22.04	48.416	13.953	12.721
9.72	7.158	4.107	83.12	56.24	13.694	11.612
12.96	3.955	1.205	46.70	17.24	14.312	11.810
16.2	2.276	8.400	26.83	119.27	14.199	11.791
19.44	1.293	1.013	15.15	13.62	13.447	11.724
22.68	7.470	5.827	91.17	80.144	13.754	12.206

IV..4.3. Excentricité :

IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

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

Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité théorique

	direction X			direction Y		
Niveau (m)	**XG (m)**	**Xi (m)**	**Ex théor**	**YG (m)**	**Yi (m)**	**Ey théor**
3.24	14.087	11.625	2.462	13.960	20.151	6.191
6.48	14.075	13.953	0.122	13.948	12.721	1.227
9.72	14.081	13.694	0.387	13.947	11.612	2.335
12.96	14.088	14.312	0.224	13.947	11.810	2.137
16.2	14.095	14.199	0.104	13.946	11.791	2.155
19.44	14.110	13.447	0.663	13.950	11.724	2.226
22.68	14.057	13.754	0.303	13.954	12.206	1.748

IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : [1] [4.2.7]

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

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

➢ Ex= 0,05* Lx

➢ Ey= 0,05*Ly

Ly Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableausuivant :

Tableau IV.6. Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	Lx = Ly (m)	Ex= Ey (m)
3.24	26.05	1.30
6.48	26.05	1.30
9.72	26.05	1.30
12.96	26.05	1.30
16.2	26.05	1.30
19.44	26.05	1.30
22.68	26.05	1.30

IV.4.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [1] [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.

Excentricité totale :

Tableau IV.7. Calcul de l'excentricité totale

	direction (X)			direction Y		
Niveau (m)	**Ex théor**	**Ex**	**Exthéor±Exacc**	**Eythéor**	**Ey**	**Eythéor±Ey acc**
3.24	2.462	1.30	1.16	6.191	1.30	4.89
6.48	0.122	1.30	1.17	1.227	1.30	0.07
9.72	0.387	1.30	0.91	2.335	1.30	1.03
12.96	0.224	1.30	1.07	2.137	1.30	0.83
16.2	0.104	1.30	1.19	2.155	1.30	0.85
19.44	0.663	1.30	0.63	2.226	1.30	0.812
22.68	0.303	1.30	0.99	1.748	1.30	0.44

VI.5. Calcul dynamique du bâtiment :

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

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

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalent ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse,défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires,il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.5 .1 Méthode dynamique modale spectrale :

VI.5 .1.1 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher,
- Seul les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte,
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

VI.5 .1.2 Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des **« SAP 2000 V.17.1.1 »** incontournables lors d'une analyse dynamique,
d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente un architecture (vue en plan) déférente d'un niveaux à l'autre. Tous cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en

restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

VI.5.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degréde liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.5.2.1.Modélisation de la structure:

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments,efforts normaux..etc), dans les éléments structuraux, le logiciel calcule par éléments finis,« sap 2000.V.17.1.1 »est utilisé.

VI.5.2.2.Description du logiciel « SAP 2000.V.17.1.1 »

« SAP 2000 V.17.1.1 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet demodéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphiqueunique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique

«SAP 2000.V17.1.1 » permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD,ETABS et SAFE).

VI.5.2.3.Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type.
- poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI.5.2.4.Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ,[1] **[Tab.4.5]**, (dans notre cas β =0,2) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse deséléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m3.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été repartie sur les poutres concernées.

IV.5.2.5. Principe :

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

IV.5.2.6. Le spectre de réponse de calcul : [1] **[4.3.3.]**

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25\,A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ \text{s}\\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ \text{s}\end{cases}$$

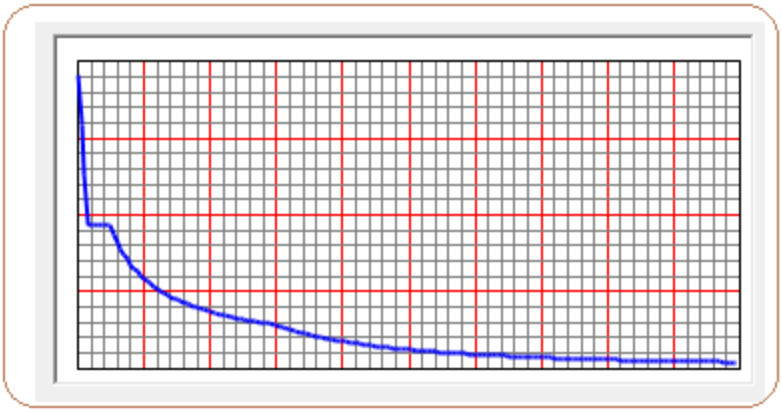


Figure. IV.8. Spectre de réponse X.

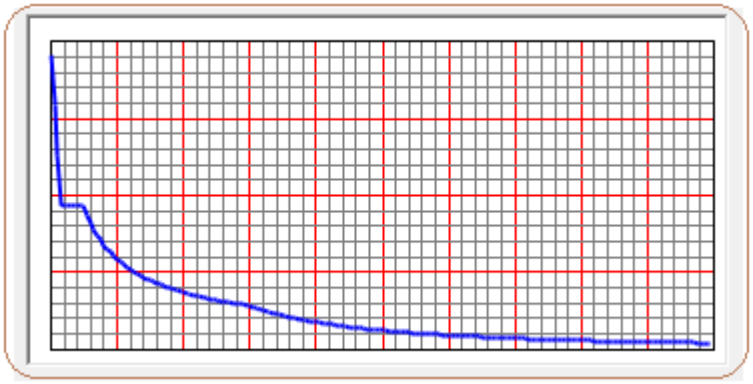


Figure. IV.9. Spectre de réponse Y.

a) Coefficient d'accélération A :[RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)➔A = 0,25

b) facteur de correction d'amortissement η:[1][Tab.4.2].

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

$\xi = 10\ \%$

Avec remplissage dense → $\eta = 0.764$

c) coefficient de comportement R : [1] [Tab4.3]

Systeme de contreventement 2 : **R=3.5**

d) facteur de qualité Q :[1][Tab.4.4.]

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

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. détermination du facteur de qualité Q.

	Critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	non	**0.05**	non	**0.05**
4	Régularité en élévation	oui	**0.05**	oui	**0.05**
5	Contrôle de la qualité des matériaux	non	**0.05**	non	**0.05**
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.15 = 1.15$$
$$Q_Y = 1 + 0.15 = 1.15$$

e) périodes caractéristiques :[1] [Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0.15\,\text{s} \\ T_2 = 0.5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{siteS3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

IV.6. Résultats et vérifications de la structure :

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

stabilité de la structure :

- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements (inter étage).
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.6.1. Vérification de participation massique :

[1] [4.3.4.a.] 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.

Tableau IV.9. Coefficient de participation massique.

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.439	5.323	56.245	0.123	5.323	56.245	0.123
Mode 2	0.429	56.042	5.329	0.894	61.365	61.573	1.017
Mode 3	0.317	0.722	0.445	60.009	62.087	62.018	61.027
Mode 4	0.107	0.071	0.152	0	62.158	62.17	61.027
Mode 5	0.105	1.553	1.843	0.008	63.712	64.013	61.035
Mode 6	0.103	0.073	0.007	0.022	63.784	64.02	61.057
Mode 7	0.097	0.724	0.181	0.026	64.508	64.202	61.083
Mode 8	0.096	3.115	11.669	0.128	67.624	75.871	61.21
.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
Mode 125	0.029	0.263	3.675	0.059	89.111	92.932	89.422
Mode 126	0.028	3.92	0.247	0	93.031	93.179	89.423
Σ	1.69						

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 126ème mode alors :

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4-b] , le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

$K \geq 3\sqrt{7} = 8$ donc $T_{8=}0.07 \leq 0.20$ sec.

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 8ème mode.

IV.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

[1] [Art 4.3.6]

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

Donc il faut vérifier que : $V_t / V > 0.8$

❖ **Calcul de la force sismique totale :**[1] [4.2.3]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

➢ **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0.25

➢ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

$\mathbf{T = C_T h_N^{3/4}}$ Tapez une équation ici.

CT= 0.05 →Tx= Ty =0.05*22.68 $^{3}/_{4}$ =0.5s

T2 = 0.5 s **……**tableau 4.7 (avec site S3)

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

ξ = 10 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,764

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule : $T = 0{,}09\,h_n / \sqrt{D}$

Tx=Ty= 0.408s

[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

on'a Tx=Ty= 0.408s< T2 = 0.5 s → D=2.5 η

Dx= 1.91

Dy= 1.91

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.15 Q_y=1.15

- **W : poids total de la structure**

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

β = 0.2

W= 32093.86 kN

Tableau IV.10 . Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	1.91	1.91	3.5	1.15	1.15	38486.673	6042.40	6042.40

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

	Charge dynamique(KN)	Charge statique(KN)	Edx/Vx	Vérification
sens x	4043.336	6042.408	0.669	CNV
sens y	4067.005	6042.408	0.670	CNV

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

0.8vx/Edx = 1.20

0.8vy/Edy = 1.19

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans la combinaison, par le coefficient 1.27

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (Edy) dans la combinaison, par le coefficient 1.3

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

	Charge dynamique(KN)	Charge statique(KN)	Edx/Vx	Vérification
sens x	5102.646	6042.408	0.844	ok
sens y	5236.177	6042.408	0.867	ok

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée.

IV.6.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

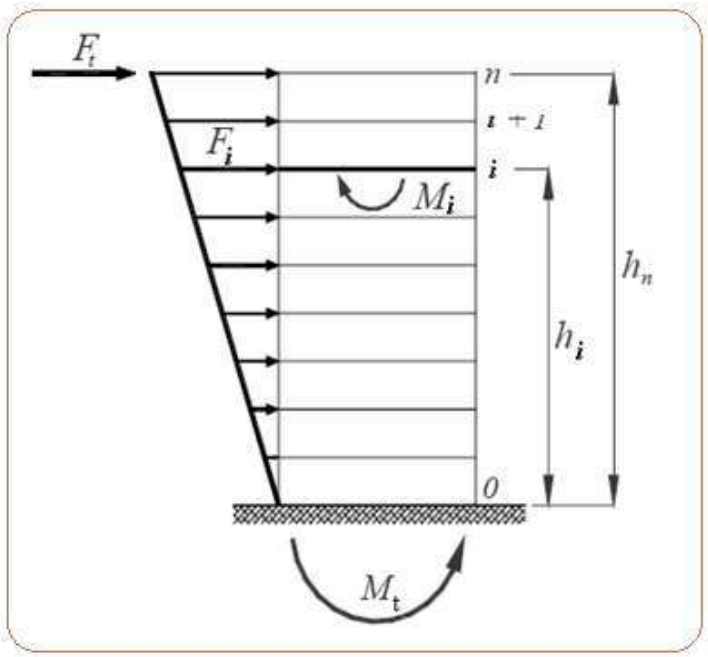


Figure IV.10: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

❖ Stabilité renversement: [1] [4.4.2.]

Tableau IV.13. calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	Fix(kn)	Fiy(kn)	M_0xi(kn.m)	M_0yi(kn.m)
3.24	219.28	225.45	710.48	730.44
6.48	389.70	400.65	2525.27	2596.22
9.72	579.18	595.45	5629.59	5787.75
12.96	764.04	785.50	9901.93	10180.13
16.20	944.96	971.51	15308.41	15738.50
19.44	1120.13	1151.60	21775.32	22387.09
$\sum M_0$			55851.00	57420.13

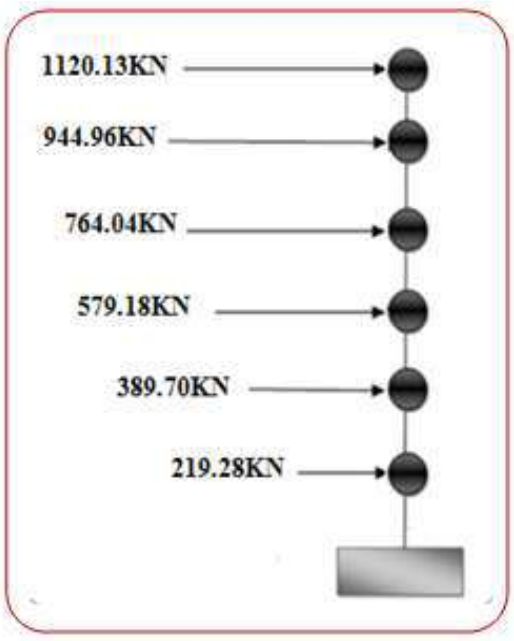


Figure. IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

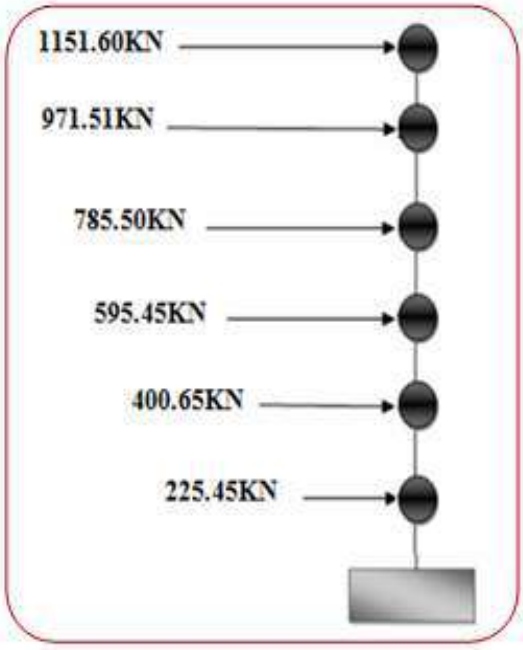


Figure. IV.12. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

❖ Moment stabilisant :

Tableau IV.14 . calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	∑Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtx(kn.m)	Mty(kn.m)
3.24	5649.46	14.087	13.960	37561.06	78866.46
6.48	5019.99	14.075	13.948	35829.88	70018.82
9.72	4973.80	14.081	13.947	35578.56	69369.58
12.96	4921.01	14.088	13.947	35454.26	68633.32
16.20	4869.05	14.095	13.946	34957.67	67903.77
19.44	4809.68	14.110	13.950	34464.03	67095.03
22.68	4113.80	14.057	13.954	28040.67	57403.96
∑Mt			∑Mt	446102.17	479290.97

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.15. Vérification de stabilisation.

M_{tx}	M_{ty}	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$M_t/M_0 \geq 1.5$
446102.17	479290.97	55851	57420.13	7.98	8.34	c.v

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.6.4. Vérification des déplacements inter étage : [1] [4.4.3]

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

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

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.16 . Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-etage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
22.68	1.51	3.5	5.28	1.05	3.24	ok
19.44	1.21	3.5	4.23	1.05	3.24	ok
16.2	0.91	3.5	3.18	0.98	3.24	ok
12.96	0.63	3.5	2.2	0.9	3.24	ok
9.72	0.37	3.5	1.3	0.74	3.24	ok
6.48	0.16	3.5	0.56	0.49	3.24	ok
3.24	0.02	3.5	0.07	0.07	3.24	ok

Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter-étages sensY.

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-etage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
22.68	1.58	3.5	5.53	1.09	3.24	ok
19.44	1.27	3.5	4.44	1.08	3.24	ok
16.2	0.96	3.5	3.36	1.05	3.24	ok
12.96	0.66	3.5	2.31	0.95	3.24	ok
9.72	0.39	3.5	1.36	0.76	3.24	ok
6.48	0.17	3.5	0.6	0.53	3.24	ok
3.24	0.02	3.5	0.07	0.07	3.24	ok

IV.6.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] [.5.9]

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

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

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

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

Tableau IV.18. Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau (m)	hk(m)	Pk(kn)	Vkx(kn)	Δkx(cm)	Θkx	Θkx≤0.10
19.44	3.24	4809.68	1120.13	1.05	0.0139	c.v
16.2	3.24	4869.05	944.96	0.98	0.0156	c.v
12.96	3.24	4921.01	764.04	0.91	0.0181	c.v
9.72	3.24	4973.80	579.18	0.74	0.0196	c.v
6.48	3.24	5019.99	389.70	0.49	0.0195	c.v
3.24	3.24	5649.46	219.28	0.07	0.0056	c.v

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

Niveau (m)	hk(m)	Pk(kn)	Vky(kn)	Δky	Θky	0.10≤Θky
19.44	3.24	4809.68	1151.60	1.09	0.014	c.v
16.2	3.24	4869.05	971.51	1.05	0.016	c.v
12.96	3.24	4921.01	785.50	0.94	0.018	c.v
9.72	3.24	4973.80	595.45	0.77	0.020	c.v
6.48	3.24	5019.99	400.65	0.53	0.020	c.v
3.24	3.24	5649.46	225.45	0.07	0.005	c.v

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

Conclusion général :

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

Chapitre V:

CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS:

V.1. Introduction:

Le ferraillage des éléments résistant devra être conforme aux règlements de C.B.A et R.P.A.99.version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivant :

1. Combinaisons exigées par le **[2]. B.6.1.2 :**

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

2. Combinaisons exigées par le [1] **[5.2] :**

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction:

Les poutres sont 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 règlement en vigueur sous deux situation :

Tableau V.1: les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
bêton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma_b = 1.5$	Acier: $\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_{bc} = 25$ MPa	FeE 400	$f_{c28} = 25$ MPa	FeE 400
$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$	$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2.2:Recommandations des règlements:

Selon le règlement " RPA 99 VERSION 2003 :

Armatures longitudinales : [1] [7.**5.2.1]**

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{b.h} x100 \le 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \le \frac{A}{b.h} x100 \le 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

Armatures transversales : [2][7.5.2.2]

✓ La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St.b$

b: largeur de la poutre.

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

- $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).
- $S'_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Selon le règlement "C.B.A 93" art 7.1.2 :

$A_{min} = \frac{B}{1000}$ **(**Condition de non fragilité). [2] [b.6.4**]**

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Poutre porteuse (30*45) cm^2 :

Tableau V.2 : Le ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis.

Niveau		M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Travée	100.21	1.35G+1.5Q	7.30	1.35	6.75	54	7.69	3HA14+2 HA14
	Appui	-99.27	G+Q+Ey	6.20			81	7.69	3HA14+2HA14
Plancher courant	Travée	124.23	1.35G+1.5Q	10.20			54	10.77	3HA14+3HA14
	Appui	-103.34	G+Q+Ey	6.50			81	7.69	3HA14+2HA14

b) Poutre porteuse (30*40) cm^2 :

Tableau V.3 : Le ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis.

Niveau		M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Travée	45.75	1.35G+1.5Q	3.70	1.2	6	48	6.15	3HA14+1HA14
	Appui	-87.10	G+Q+Ey	7.30			72	9.24	3HA14+1HA14
Plancher courant	Travée	47.82	1.35G+1.5Q	3.80			48	6.15	3HA14+1HA14
	Appui	-95.39	G+Q+Ey	8.00			72	9.24	3HA14+3HA14

c) Poutres non porteuses: (30*35) cm^2:

Tableau V.4 : Le ferraillage des poutres non porteuses en travée et aux appuis.

Niveau		M_u (KN. m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Travée	47.96	G+Q+Ey	3.90	1.05	5.25	42	4.52	3HA12+1HA 12
	Appui	-63.58	G+Q+Ey	5.20			63	5.65	3HA12+ 2HA12
Plancher courant	Travée	69.08	0.8G+Ex	5.70			42	6.78	3HA12+3HA12
	Appui	-71.92	G+Q+Ey	6.00			63	6.78	3HA12+3HA12

V.2.3. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} :

- Béton : la contrainte admissible est donnée par la formule : [2] [A.2.1.1.4]

$\overline{\sigma_b}$ = 0.6 F_{c28} = 15 MPa et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier :la contrainte admissible est donnée par la formule :

Si la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : [2] [A.4.5.3.3]

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ;$110\sqrt{n * ftj}$)=202MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$,

a) Poutres porteuses: (30*45) cm²:

Tableau V.5 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service.

Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	A adopter	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}\ (MPa)$ $\sigma_s \le \overline{\sigma_s}\ (MPa)$
Plancher terrasse	Travée	73.34	Non préjudiciable	7.69	7.50	/	CV
	Appui	-62.80	Non préjudiciable	7.69	6.30	/	CV
Plancher courant	Travée	90.68	Non préjudiciable	10.77	8.30	/	CV
	Appui	-64.25	Non préjudiciable	10.77	5.90	/	CV

b) Poutres porteuses: (30*40) cm²:

Tableau V.6 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service.

Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	A adopter	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}\ (MPa)$ $\sigma_s \le \overline{\sigma_s}\ (MPa)$
Plancher terrasse	Travée	33.43	préjudiciable	6.15	4.5	159.4	CV
	Appui	-53.50	préjudiciable	9.24	6.3	173.5	CV
Plancher courant	Travée	34.92	préjudiciable	6.15	4.7	166.5	CV
	Appui	- 49.25	préjudiciable	9.24	5.8	159.1	CV

C) Poutres non porteuses: (30*35) cm²:

Tableau V.7 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service

Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	A adopter	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}\ (MPa)$ $\sigma_s \le \overline{\sigma_s}\ (MPa)$
Plancher terrasse	Travée	16.96	préjudiciable	4.52	3.3	127.4	CV
	Appui	-22.37	préjudiciable	5.65	4.00	135.0	CV
Plancher courant	Travée	26.79	préjudiciable	6.78	4.6	135.8	CV
	Appui	-26.55	préjudiciable	6.78	4.5	134.6	CV

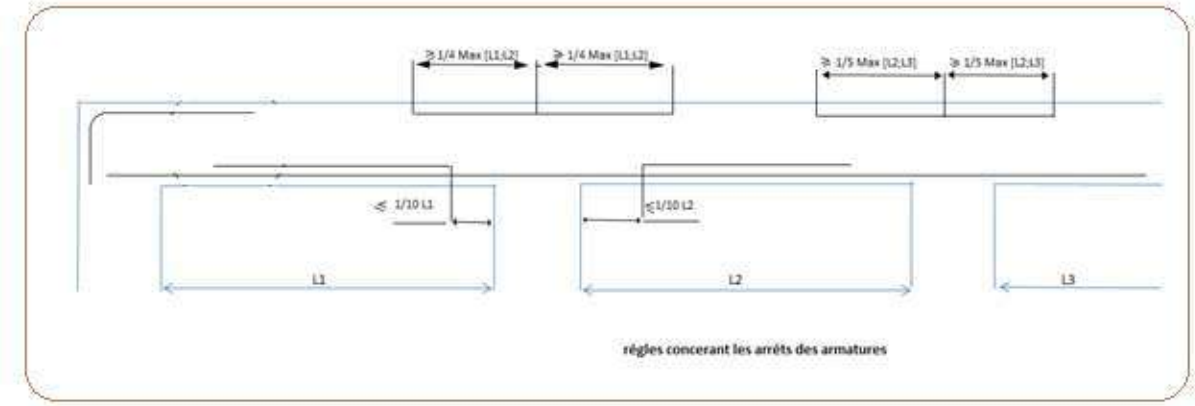


figure. V.1: Disposition des armatures pour les poutres

❖ **JUSTIFICATION DES POUTRES SOUS SOLLICITATION DES EFFORTS TRANCHANTS :**

IV.2.4.Vérification de cisaillement des éléments :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd} \qquad [2]\ [A.5.1.1]$$

$\bar{\tau}$ =Min $[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Map] (fissuration préjudiciable) [2] [A.5.1.2.1.1]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau V.8: Vérification de cisaillement des poutres.

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30*45	122.743	0.963	1,35.G+1,5.Q	3.33	Oui
PP30*40	162.625	1.446	G+Q+Ex	4.34	Oui
PS 30*40	66.43	0.681	G+Q+Ex	4.34	Oui

V.2.5. Armatures transversales :

D'après le **C.B.A93**, on a :

- Le diamètre minimal des armatures transversales utilisées est :

$\phi_t \leq \text{Min}\ [h/35\ ;\ b_0/10\ ;\ \phi_l\ ]$

- Condition sur la section des armatures transversales A_t et leurs espacements S_t :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\ (0.9\ d\ ,\ 40\ cm) & [2][A.5.1.2.2] \\ \dfrac{At.fe}{b0.St} \geq 0.4\ \text{Mpa} & [2][A.5.1.2.2] \\ \dfrac{At}{b0.St} \geq \dfrac{\gamma s(\tau u - 0.3\ kftj)}{0.9fe} & [2][A.5.1.2.3] \end{cases}$$

-D'après le **R.P.A 99 v 2003**, on a:

- La quantité d'armatures transversales minimale est : [1][7.5.2.2]

$$A_t \geq 0.003.S_t.b$$

- L'espacement maximal est limité à : [1][7.5.2.2]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}\ [h/4,\ 12\phi] & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq h/2 & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que les espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : calcul des armatures transversales et leur espacement.

		CBA93		RPA99 V 2003			St adoptée		
Section cm^2	**τ_u**	**St cm**	**At cm^2**	**S(zn) cm**	**S'(zc) cm**	**At**	**S(zn) cm**	**S'(zc) cm**	**Achoisie cm^2**
30*45	0.963	38.25	2.01	11.25	22.5	1.01	10	15	2.01=4T8
30*40	1.446	33.75	2.01	10	20	0.9	10	15	2.01=4T8
30*35	0.681	29.25	2.01	8.75	17.5	0.79	10	15	2.01=4T8

- **V.2.6. Vérification de la flèche :** [2][B.6.5.3]

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

a) **Poutres porteuses :** (b*h) = (30*45) cm^2

On doit vérifie que

- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{(10M0)}$ => 0.088 ≥ 0.085 (C.V)
- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \leq \frac{4.2}{fe}$ => 0.0080 ≤ 0.0105 (C.V)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ => 0.088 > 0.0625 (C.V)

Conclusion : Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) **Poutres porteuses :** (b*h) = (30* 40) cm^2

On doit vérifie que

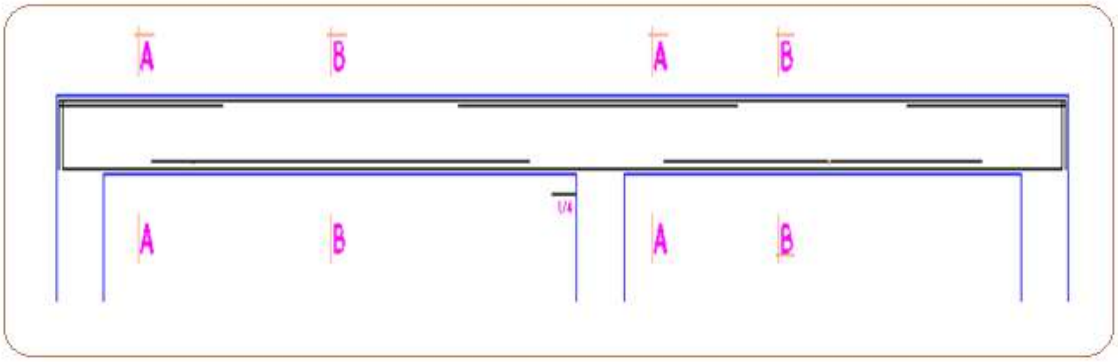
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{(10M0)}$ => 0.095≥ 0.085 (C.V)
- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \leq \frac{4.2}{fe}$ => 0.0079 ≤ 0.0105 (C.V)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ => 0.095> 0.0625 (C.V)

Conclusion : Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

c) Poutres non porteuses : (b*h) = (30* 35) cm^2

On doit vérifie que

- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{(10M0)}$ => 0.087≥ 0.085 (C.V)
- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \leq \frac{4.2}{fe}$ => 0.0069 ≤ 0.0105 (C.V)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ => 0.087 > 0.0625 (C.V)



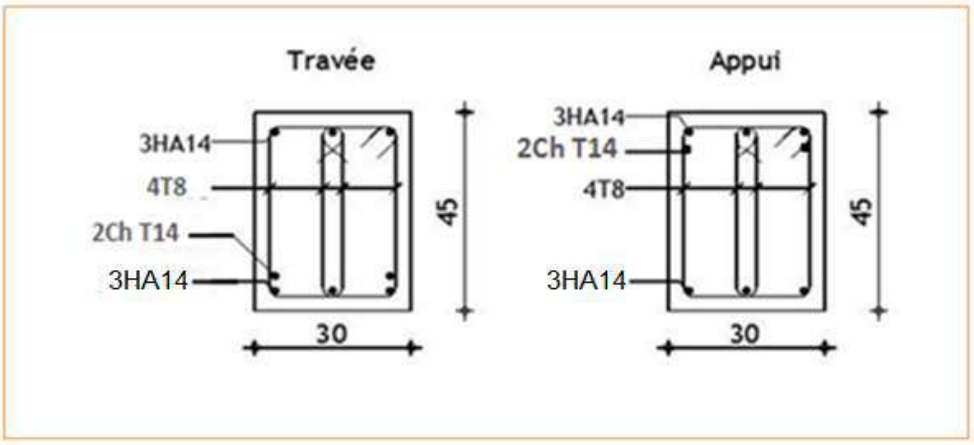


figure. V.2. Ferraillages des poutres porteuses d'étage terrasse .

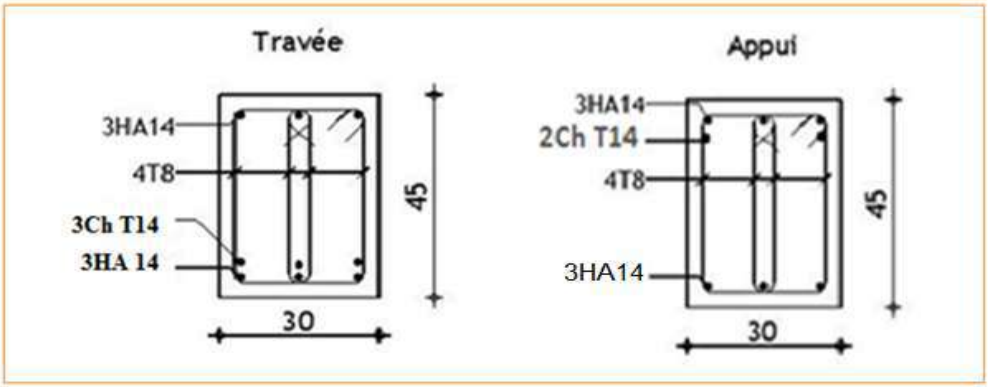


Figure V.3. Ferraillages des poutres porteuses d'étage courant

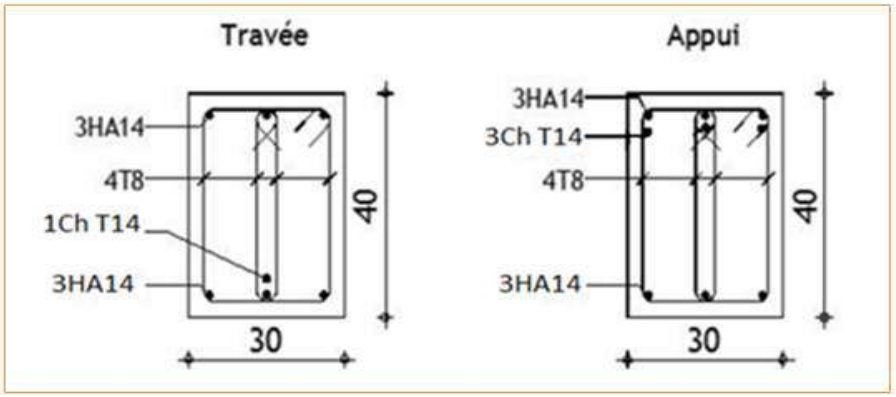


Figure V.4. Ferraillages des poutres porteuses d'étages terrasse.

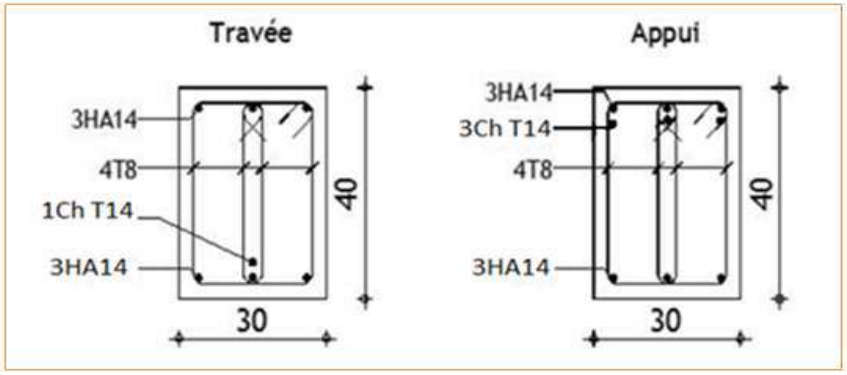


Figure V.5. Ferraillages des poutres porteuses d'étages courant.

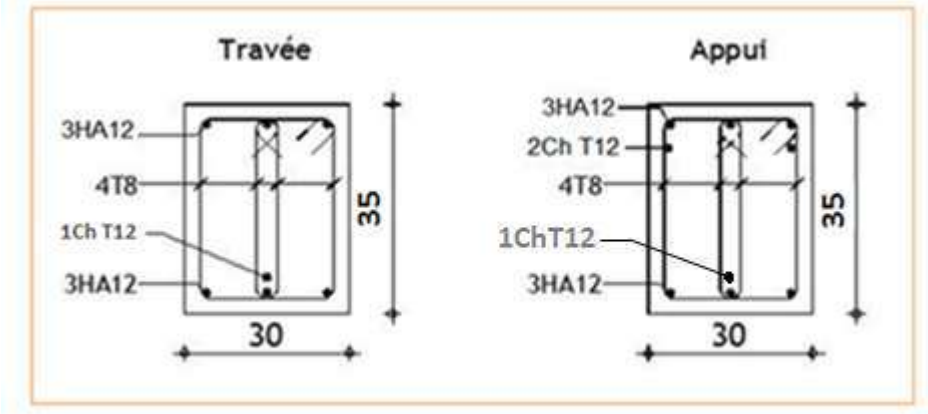


Figure V.6. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages terrasse.

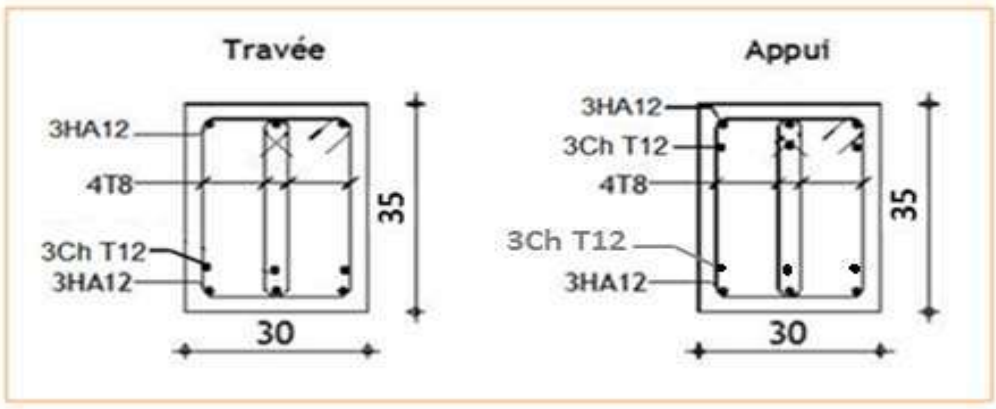


Figure V.7. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages courant.

V.3.Ferraillage des poteaux.

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

V.3.1 Détermination des armatures longitudinales:

a. Recommandations des règlements:

❖ **Selon le CBA.**

- En plus la Condition de non fragilité : [2][B.6.5.1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

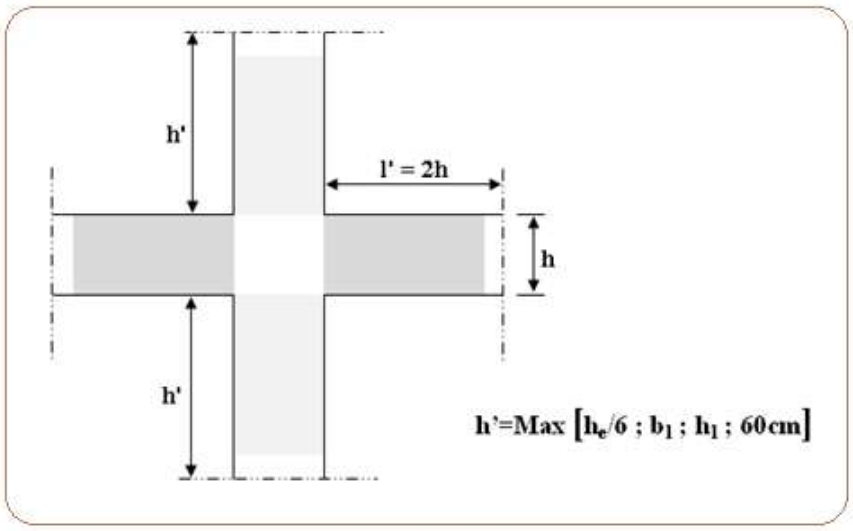


Figure V.8: définition de la zone nodale dans les poteaux.

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

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

system de contreventement 2

Les poteaux dans cette variante sont supposés reprendre les charges verticales uniquement. Leur inertie est néglige à la modélisation de la structure dans la résistance des charges horizontales. Ce type des poteaux sont soumis à la compression simple.

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

Tableau V.10 : détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Section	combinaison	position	Ay(cm²)	Amin(cm²)	choix
35	**214.49**	**1.35G+1.5Q**	5.6	1.22	8HA12=9.05
40	**421.55**	**1.35G+1.5Q**	6.4	1.60	8HA12=9.05
40	**657.169**	**1.35G+1.5Q**	6.4	1.60	
45	**898.36**	**1.35G+1.5Q**	7.2	2.02	8HA14=12.32
45	**1140.605**	**1.35G+1.5Q**	7.2	2.02	
Pot50	**1388.17**	**1.35G+1.5Q**	8.0	2.50	8HA14=12.32
Pot50	**2345.80**	**1.35G+1.5Q**	8.0	2.50	

V.3.2. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{[2] 4.3.2.]}$$

$$\lambda = \frac{h}{a}$$

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

La vérification de cisaillement dans les poteaux n'est pas vérifier car les efforts tranchants dans les poteaux sont nuls.

IV.3.3.Vérification des sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : [1] [7.4.3.1]

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

Avec :

- V : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau. V.11: Vérification des sollicitations normales poteaux carrée.

Element	b (m)	h (m)	N (KN)	Bc (cm²)	combaina ison	T/Bc.Fc28	Vérificati on
POT50*50	0.5	0.5	1139.792	230400	G+Q+EX	0.198	0.3

V.3.4. Calcul des armatures transversales :

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

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

➢ **Selon le CBA93** :

❖ Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $Ø_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq Min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

Φ_ℓ : 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 :[2] [A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

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

❖ $S_t \leq$ Min (0.9d, 40cm) [2] [A.5.1.2.3]

❖ Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad :[1] [A.5.1.2.2]$$

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e=400MPa.

Tableau V.12.les armatures transversales et leurs espacements.

Section cm^2	Zone	St_{finale} cm	A choisie cm^2
50*50	courante	15	4T8=2.01
	nodale	10	4T8=2.01
45*45	courante	15	4T8=2.01
	nodale	10	4T8=2.01
40*40	courante	15	4T8=2.01
	nodale	10	4T8=2.01
35*35	courante	15	4T8=2.01
	nodale	10	4T8=2.01

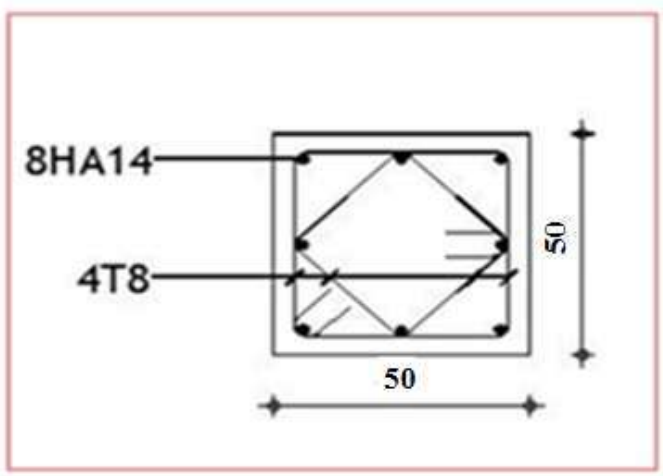


figure. V.9 ferraillage des poteaux (50*50)

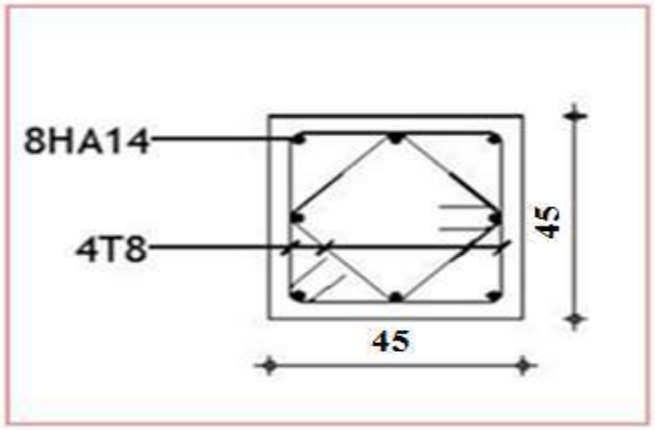


figure. V.10. ferraillage des poteaux (45*45)

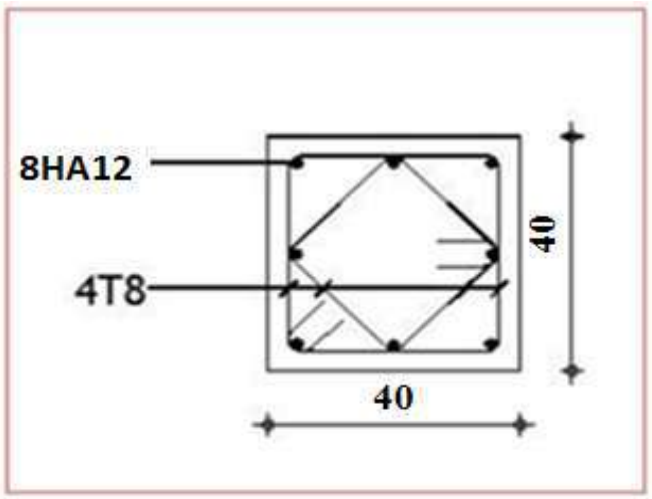


figure. V.11. ferraillage des poteaux (40*40)

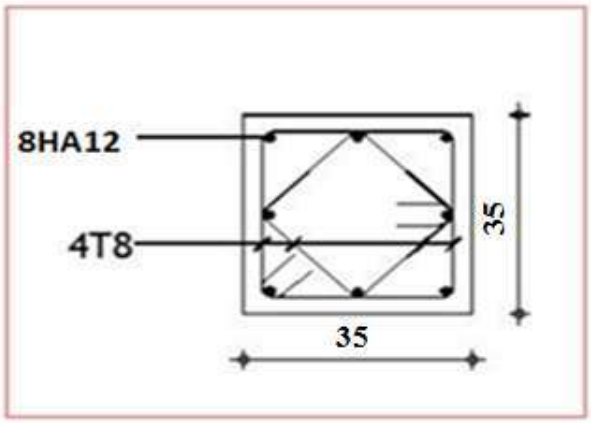


figure. V.12. ferraillage des poteaux (35*35)

V.4/. Ferraillage des voiles:

V.4.1 Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé a 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.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures transversales.

V.4.2 Recommandations pour les voiles:

- **Selon le CBA :**
  - $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité.

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [**1][7.7.4.1]

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit : **[**1][7.7.4.3]

  - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - ✓ En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_v \le \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

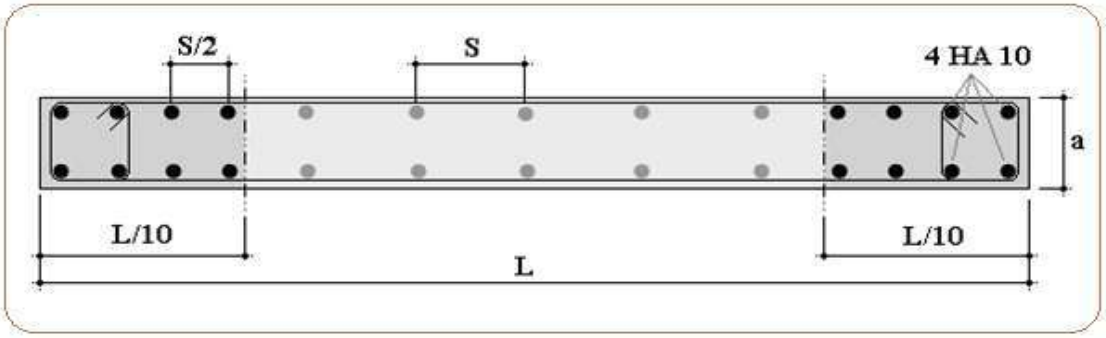


Figure. V-13. Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.3 Armatures verticales:

V.4.4.a Détermination des armatures a l'ELU de résistance:

Tableau V.13: Les donnée calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1.5	γ_s =1.15	γ_b =1.15	γ_s =1.00
σ_b=25 Mpa	FeE 400	σ_b=25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =15 Mpa	$\overline{\sigma s}$ =348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18.48 Mpa	$\overline{\sigma s}$ =400 Mpa

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

V.3.3.b les voiles pleins Sens longitudinale:1/-Sollicitation:

Tableau V.14. les efforts verticale dans les voiles.

NIV	N	a cm	L cm	N KN	M KN.m	T KN
RDC	V_1	20	485	2376.19	4915.96	1183.99
	V_2		455	2463.59	4480.82	929.50
	V_3		365	1467.55	2268.87	530.18
	V4		360	1394.59	2041.17	453.47
1^{er} et 2^{eme}	V_1	20	480	1955.49	3572.86	1072.65
	V_2		450	1948.89	3290.84	828.68
	V_3		360	1021.18	1337.32	337.56
	V4		355	1149.98	1511.76	394.74
3^{eme} et 4^{eme}	V_1	20	475	1095.84	1841	734.24
	V_2		445	1051.76	1782.40	585.58
	V_3		355	721.85	760.36	288.44
	V4		350	761.17	812.05	283.21
5^{eme}	V_1	20	470	320.68	545.30	335.28
	V_2		440	232.85	406.78	179.91
	V_3		350	277.65	256.34	172.00
	V4		345	210.75	187.14	101.16

1. ferraillage a l'ACC:

Tableau V.15 : Ferraillage verticale dans les voiles.

	N'	Acalculé cm^2	Amin CBA cm^2	Amin RPA cm^2	A_1choisie cm^2
RDC	V1	20.2	4.85	19.40	12HA16 = 24.13
	V2	19	4.55	18.20	12HA16 = 24.13
	V3	15.4	3.65	14.60	8HA16 = 16.08
	V4	15.2	3.60	14.40	8HA16 = 16.08
1^{er} et 2^{eme}	V1	20	4.80	19.20	12HA16 = 24.13
	V2	18.8	4.50	18.00	12HA16 = 24.13
	V3	15.2	3.60	14.40	8HA16 = 16.08
	V4	15	3.55	14.20	8HA16 = 16.08
3^{eme} et 4^{eme}	V1	19.8	4.75	19.00	12HA16 = 24.13
	V2	18.6	4.45	17.80	12HA16 = 24.13
	V3	15	3.55	14.20	8HA16 = 16.08
	V4	14.8	3.50	14.00	8HA16 = 16.08
5^{eme}	V1	19.6	4.70	18.80	12HA16 = 24.13
	V2	18.4	4.40	17.60	12HA16 = 24.13
	V3	14.8	3.50	14.00	8HA16 = 16.08
	V4	14.6	3.45	13.80	8HA16 = 16.08

	N'	Amin RPA cm^2 armatures globale	Amin RPA cm^2 armature de peau	A choisi
RDC	V1	14.55	7.76	12HA10
	V2	13.55	7.28	12HA10
	V3	10.95	5.84	12HA10
	V4	10.80	5.76	12HA10
1^{er} et 2^{eme}	V1	14.40	7.68	12HA10
	V2	13.50	7.20	12HA10
	V3	10.80	5.76	12HA10
	V4	10.65	5.68	12HA10
3^{eme} et 4^{eme}	V1	14.25	7.60	12HA10
	V2	13.35	7.12	12HA10
	V3	10.65	5.68	12HA10
	V4	10.50	5.60	12HA10
5^{eme}	V1	14.10	7.52	12HA10
	V2	13.20	7.04	12HA10
	V3	10.50	5.60	12HA10
	V4	10.35	5.52	12HA10

2.vérification a les contrainte l'ELS:

Tableau V.16 : vérification a l'ELS dans les voiles.

Niv	V	N_{ser} KN	M_{ser} KN.m	sit	A_s Cm^2	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vér
RDC	V1	1082.53	427.64	G+Q	24.13	1.5	15	0	202	c.v
	V2	1258.36	41.90	G+Q	24.13	1.3		0		c.v
	V3	1199.40	99.55	G+Q	16.08	1.7		0		c.v
	V4	1173.52	161.48	G+Q	16.08	1.8		0		c.v
1^{er}et2^{em} e	V1	918.71	300.51	G+Q	24.13	1.2	15	0	202	c.v
	V2	986.01	153.80	G+Q	24.13	1.2		0		c.v
	V3	964.91	40.52	G+Q	16.08	1.3		0		c.v
	V4	1031.28	66.90	G+Q	16.08	1.5		0		c.v
3^{eme} et4^{eme}	V1	589.67	231.36	G+Q	24.13	0.8	15	0	202	c.v
	V2	593.92	141.73	G+Q	24.13	0.8		0		c.v
	V3	595.16	12.70	G+Q	16.08	0.8		0		c.v
	V4	747.57	40.89	G+Q	16.08	1.1		0		c.v

5eme	V1	198.77	196.37	G+Q	24.13	0.4	15	0	202	c.v
	V2	165.79	140.16	G+Q	24.13	0.3		0		c.v
	V3	200.63	6.96	G+Q	16.08	0.3		0		c.v
	V4	284.80	38.58	G+Q	16.08	0.5		0		c.v

V.5. Les armatures horizontales :

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003,on adoptera les sections minimales de ce dernier.

V.5. 1Contraintes limites de cisaillement dans les voiles : [1] [7.7.2]

la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec: $\bar{V}$=1.4 x V_u

b_o : épaisseur du voile.

d : hauteur utile =0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [2].[A.5.1.2.3]

$\phi t \leq 1/10.a$

Sh ≤A*h/0.003

$S_h \leq$ min (1.5a ; 30) [2].[Art 7.7.4.3]

comme At est .connue , alors ; At= 1. at = $\pi\phi t^2/4$=0.785 cm² = 1HA10

Tableau V.17 :vérification des Contraintes limites de cisaillement et calcul des armatures horizontales dans les voiles.

Niv	Voile	L (m)	e cm	V_u (KN)	$\bar{V}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	485	20	1183.99	1657.58	1.89	5	18HA10
	V2	455		929.50	1301.3	1.58	5	18HA10
	V3	365		530.18	742.25	1.12	5	18HA10
	V4	360		453.47	634.85	0.97	5	18HA10
1^{er}et2^{eme}	V1	480	20	1072.65	1501.71	1.73	5	18HA10
	V2	450		828.68	1160.15	1.43	5	18HA10
	V3	360		337.56	472.58	0.72	5	18HA10
	V4	355		394.74	552.63	0.86	5	18HA10
3^{eme} et4^{eme}	V1	475	20	734.24	1027.936	1.20	5	18HA10
	V2	445		585.58	819.812	1.02	5	18HA10
	V3	355		288.44	403.816	0.63	5	18HA10
	V4	350		283.21	396.494	0.62	5	18HA10
5^{eme}	V1	470	20	335.28	469.392	0.55	5	18HA10
	V2	440		179.91	251.874	0.31	5	18HA10
	V3	350		172.00	240.8	0.38	5	18HA10
	V4	345		101.16	141.624	0.22	5	18HA10

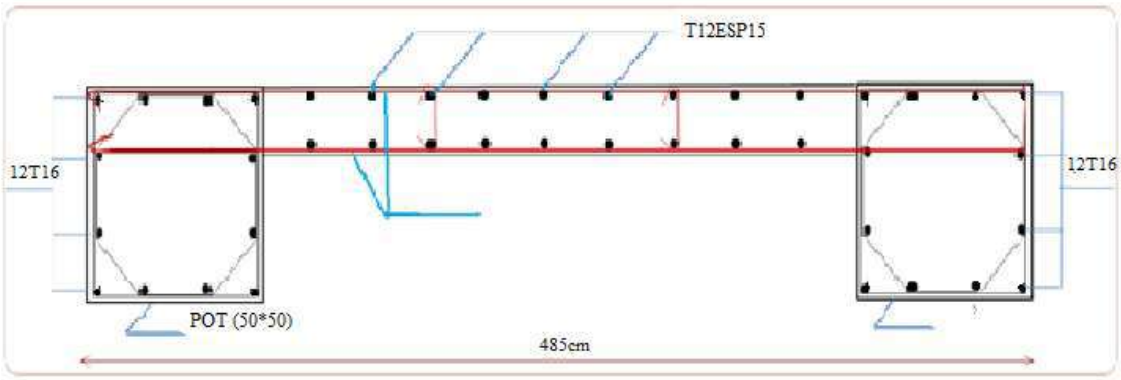


Figure. V-14. Disposition des armatures verticales dans le voile 1 (L=4.85m).

V.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.6.1.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.18 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	20×182	1482.15	611.13	16.0	15	8HA16 = 16.08
	V_2	20×140	1159.30	368.72	12.8	15	8HA16 = 16.08
1^{er}et2^{eme}	V1	20×177	1092.05	504.11	15.8	15	8HA16 = 16.08
	V_2	20×135	852.35	293.79	12.4	15	8HA16 = 16.08
3^{eme} et4^{eme}	V1	20×172	529.55	329.92	15.4	15	8HA16 = 16.08
	V_2	20×130	432.99	186.79	12.0	15	8HA14= 12.32
5^{eme}	V1	20×167	106.36	112.81	15.0	15	8HA16 = 16.08
	V_2	20×125	94.36	44.80	11.6	15	8HA14 = 12.32

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.19 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V1	20×182	457.13	105.60	16.08	1.8	15	0	202	C.V
	V_2	20×140	348.72	58.24	16.08	1.7	15	0	202	C.V
1^{er}et2^{eme}	V1	20×177	387.57	68.33	16.08	1.4	15	0	202	C.V
	V_2	20×135	288.61	50.11	16.08	1.5	15	0	202	C.V
3^{eme} et4^{eme}	V1	20×172	244.81	35.86	16.08	0.9	15	0	202	C.V
	V_2	20×130	185.42	42.27	12.32	1.2	15	0	202	C.V
5^{eme}	V1	20×167	73.31	34.39	16.08	0.5	15	1.7	202	C.V
	V_2	20×125	64.21	57.06	12.32	1.2	15	20.2	202	C.V

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau .V.20 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	voile	e (cm)	S (cm^2)	V (KN)	$\bar{V}$ (KN)	τ_b (Mpa)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	20	20×182	503.28	704.59	2.15	8HA10
	V_2	20	20×140	330.94	463.31	1.83	6HA10
1^{er}et2^{eme}	V1	20	20×177	414.32	580.04	1.82	8HA10
	V_2	20	20×135	278.77	390.27	1.60	6HA10
3^{eme} et4^{eme}	V1	20	20×172	279.18	390.85	1.24	8HA10
	V_2	20	20×130	201.79	282.50	1.20	6HA10
5^{eme}	V1	20	20×167	145.74	204.03	0.67	8HA10
	V_2	20	20×125	129.72	181.60	0.80	6HA10

V.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

❖ **Selon le CBA 93 [2]:**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [1] :**

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

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$ $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage : on devra disposer :

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

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄ [1] :

➢ **Aciers longitudinaux** :

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

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

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

➢ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ { λ>1 (linteau longe) ; λ< 1(linteau court)

a. linteau longλ>1 :

On à: $S_t \leq A_t fe \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court λ< 1

On doit avoir :$S_t \leq \frac{A\, t f_e\, L}{T + A\, t f_e}$

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

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On les calcul comme suit:

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : Z = h – 2 d'

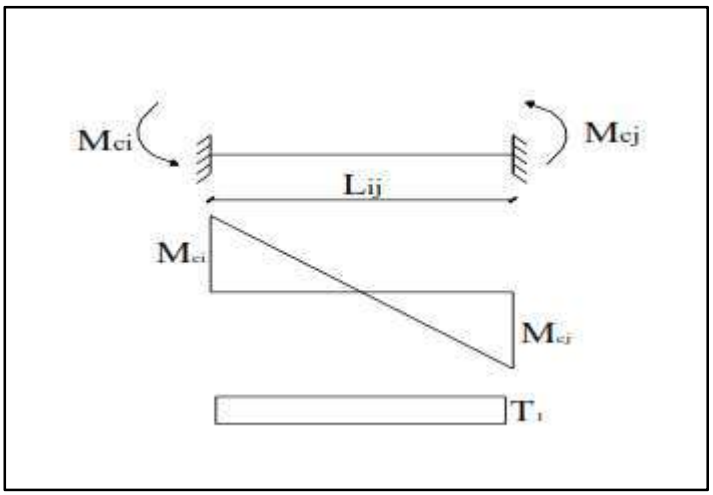


Figure.V.15: Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :

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

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e}$ avec: tg $\alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

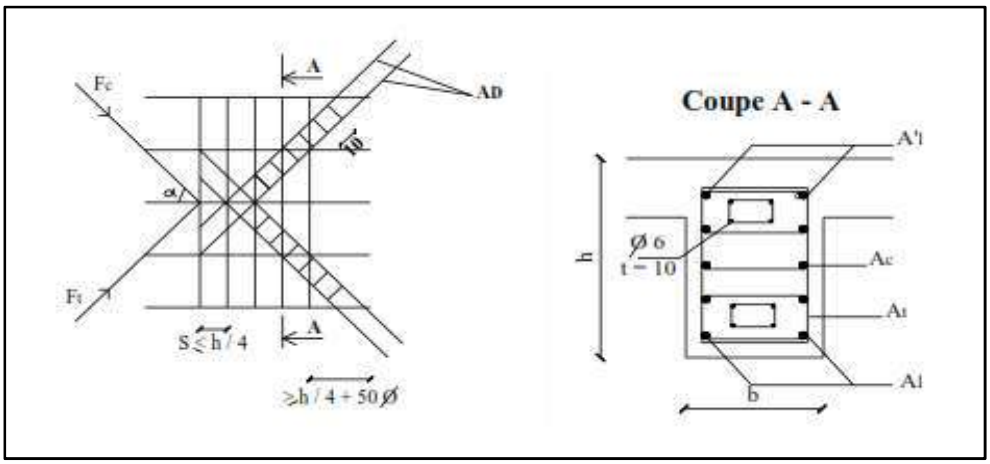


Figure.V.16 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :**

On a :

$A_l \geq 0.15\%b.h$

➢ $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

➢
$$\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_D = 0.15\%b.h & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$$

➢
$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\%b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.21 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC - 1ère	V1	20	2.89	1.2	618.37	2.93	438.37	Traction/compression
	V_2	20	2.89	1.2	509.60	2.42	357.86	Traction/compression
1ère - 2ème	V1	20	2.89	1.2	538.59	2.55	360.61	Traction/compression
	V_2	20	2.89	1.2	421.60	2.00	297.26	Traction/compression
2ème - 3ème	V1	20	2.89	1.2	433.30	2.05	287.33	Traction/compression
	V_2	20	2.89	1.2	343.03	1.58	244.57	Traction/compression
3ème - 4ème	V1	20	2.89	1.2	334.53	1.59	219.55	Traction/compression
	V_2	20	2.89	1.2	254.91	1.21	195.51	Flexion simple
4ème - 5ème	V1	20	2.89	1.2	206.28	0.98	150.39	Flexion simple
	V_2	20	2.89	1.2	148.08	0.70	151.14	Flexion simple
5ème	V1	20	2.89	1.2	60.16	0.63	43.86	Flexion simple
	V_2	20	2.89	1.2	40.90	0.43	42.98	Flexion simple

Tableau .V.22 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	voile	A calculé (cm²)				St (cm)	$A_{choisie}$ (cm²)			
		Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
RDC - 1ère	V1	9.58	4.92	0.75	6.56	15	2×(4HA14) =12.32	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
	V_2	7.89	4.92	0.75	6.56	15	2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
1ère - 2ème	V1	8.34	4.92	0.75	6.56	15	2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
	V_2	6.53	4.92	0.75	6.56	15	2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
2ème - 3ème	V1	6.71	4.92	0.75	6.56	15	2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
	V_2	5.17	4.92	0.75	6.56	15	2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
3ème - 4ème	V1	5.18	4.92	0.75	6.56	15	2×(4HA10) =6.28	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
	V_2	-	4.30	1.58	-	15	-	2×(10HA10) =15.71	2×(7HA10) =11.00	-
4ème - 5ème	V1	-	3.31	1.58	-	15	-	2×(10HA10) =15.71	2×(7HA10) =11.00	-
	V_2		3.33	1.58		15		2×(3HA10) =4.71	2×(7HA10) =11.00	
5ème	V1	-	2.22	1.58	-	15	-	2×(3HA10) =4.71	2×(7HA10) =11.00	-
	V_2	-	2.15	1.58	-	15	-	2×(3HA10) =4.71	2×(7HA10) =11.00	-

CHAPITRE.VI.

CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE:

VI.1.Introduction :

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

La réaction des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

A. Importance de l'étude des Fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle que soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

B. Reconnaissance du lieu & 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 bon sol est situé a une profondeur de **1.50 m** par rapport au terrain naturel avec une contrainte admissible de **2.00 bars** (le sol est une marne grisâtre), le rapport d'étude géotechnique du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol :
  - De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=12.36% ;
  - Moyennement plastique ;
  - Peu compressible et peu gonflant ;
  - De bonne cohésion c=1.30 bars ;
- Le tassement total est de l'ordre de 1.6 cm ;

- Le PH est proche de la neutralité ;
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;
- Le taux de carbonates est faible.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à une contrainte admissible du sol σ_{sol} = **2.5 bars** avec un ancrage de **3.24m/Terrain naturel** (hauteur du sous-sol).

C. Choix du Type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend de :

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

Vue la présence des voiles et poteaux, les semelles seront de deux types :

1. Semelles isolées,
2. Semelles filantes sous voiles,

Les schémas suivant montrent la disposition initiale des semelles :

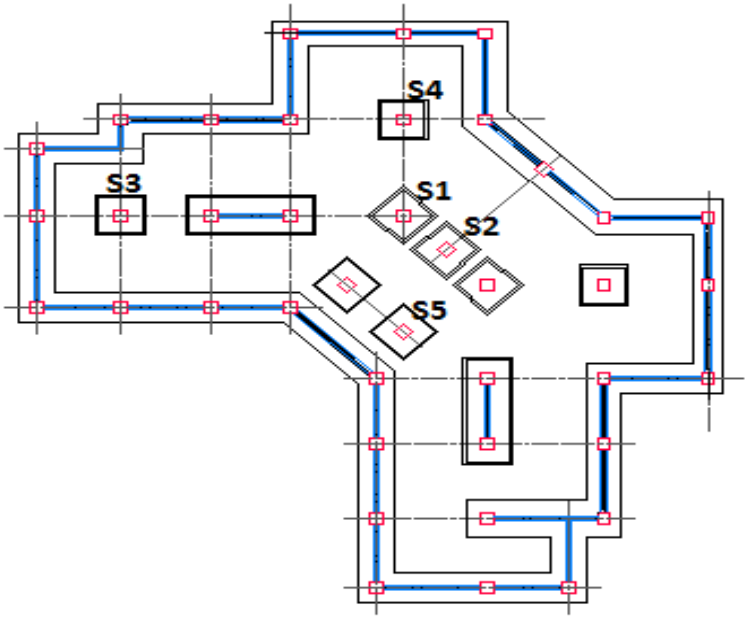


Figure. VI.1 Disposition initiale des semelles

VI.1.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$,

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B

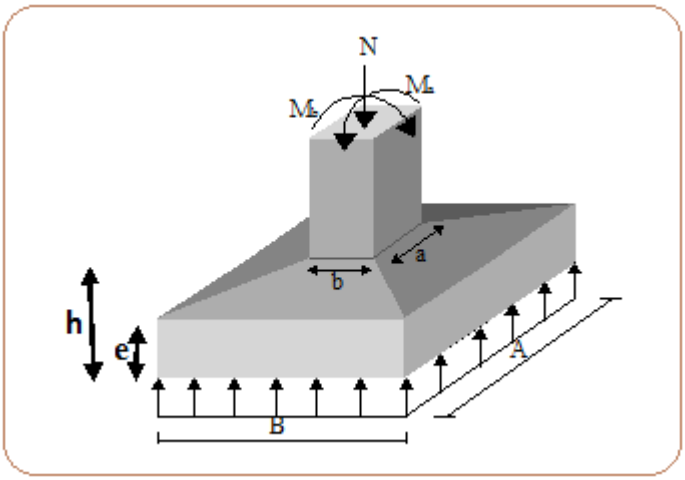


Figure. VI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

$$AxB = \frac{Nser}{\sigma_{sol}} \Longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{Nser}{\sigma_{sol}}}$$

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Hauteur utile: $d \geq Max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$

VI.1.2.Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau. VI.1: Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles isolées

ELS

	N_{ELS} (KN)	h (cm)	A_{ado}	B_{adm}	б	$б_{adm}$	ver
S1	1087.37	50	2.30	2.30	2.32	2.5	ok
S2	996.40	50	2.20	2.20	2.32	2.5	Ok
S3	980.37	50	2.20	2.20	2.29	2.5	ok

ELU

	N_{ELU} (KN)	h (cm)	A_{ado}	B_{adm}	б	1.5 $б_{adm}$	ver
S1	1488.73	50	2.10	2.10	3.64	3.75	ok
S2	1362.19	50	2.10	2.10	3.35	3.75	Ok
S3	1343.32	50	2.10	2.10	3.31	3.75	ok

ELA

	N_{ELA} (KN)	h (cm)	A_{ado}	B_{adm}	б	2 $б_{adm}$	ver
S1	1034.94	50	1.50	1.50	4.86	5	ok
S2	950.09	50	1.50	1.50	4.48	5	ok
S3	902.8	45	1.50	1.50	4.27	5	ok

remarque : a partir des résultats précédents nous avons remarqué que les dimensions maximales sont trouvés par la combinaison G+Q (Etat Limite de Service).

VI.1.3.Vérification de chevauchement des semelles isolées :

- L : distance entre deux semelles adjacentes,
- B : largeur de la semelle.

Tableau. VI.2 : vérification de chevauchement des semelles isolées

semelle	L (m)	B1 (m)	B2 (m)	1.5x (B1+B2)/2	L≥1.5x (B1+B2)/2
S_1-S_2	2.32	2.30	2.20	3.37	chevauchement
S4-SF	3.20	2.30	2.00	3.225	chevauchement
S5-SF	2.42	2.00	1.70	2.77	chevauchement

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus, et a cause du chevauchement des semelles **S_1, et S_2, S_4 et S_f** . nous proposons des semelles filantes sous poteaux et sous voiles.

Le schéma suivant montre la disposition des semelles filantes,

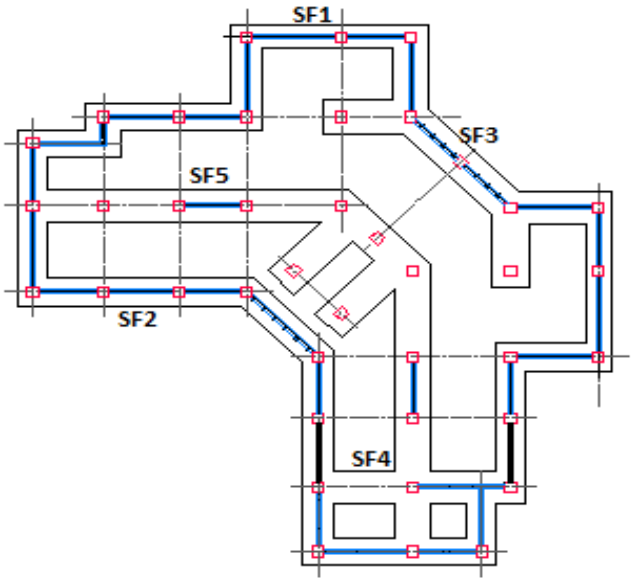


Figure. VI.3 : représentation de la disposition des semelles filantes,

VI.2. Calcul des semelles filantes :

VI.2. 1.Semelles filantes sous voile :

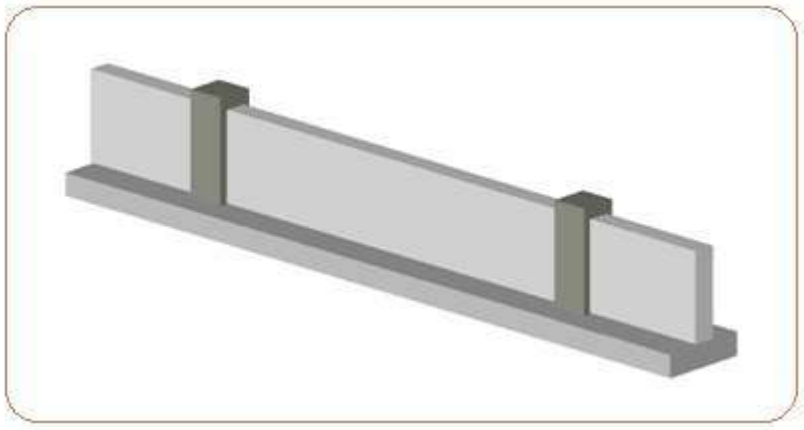


Figure. VI.4. Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.1.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux ,

- ∑M est la somme des moments,
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}}$, $d \geq \frac{B-b}{4}$, h= d+c.

Après les calculs et les vérifications des dimensionnements en tenant compte le poids de remblais, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.3 : dimensionnement et vérification des semelles filantes sous voiles :

ELS

	L (m)	N_{ELS}	N_{ELS}/ml (kN)	h (cm)	$B_{choisie}$(m)	σ (bars)	σadm (bar)	d_b(cm)	ver
SF_1	7.55	1935.361	256.33	35	1.20	2.39	2.5	32	ok
SF_2	9.85	3069.175	311.59	35	1.40	2.45	2.5	32	ok
SF_3	6.5	2375.05	365.39	35	1.70	2.41	2.5	32	ok
SF_4	8.85	1648.45	186.26	35	1.20	1.82	2.5	32	ok

ELU

	L (m)	N_{ELU}	N_{ELU}/ml (kN)	h (cm)	$B_{choisie}$(m)	σ (bars)	σadm (bar)	d_b(cm)	ver
SF_1	7.55	2628.05	283.24	35	1.10	3.45	3.75	32	ok
SF_2	9.85	4199.36	406.71	35	1.30	3.55	3.75	32	ok
SF_3	6.5	3539.73	487.60	35	1.60	3.67	3.75	32	ok
SF_4	8.85	2521.03	352.59	35	1.00	3.12	3.75	32	ok

ELA

	L (m)	N_{ELA}	N_{ELA}/ml (kN)	h (cm)	$B_{choisie}$(m)	σ (bars)	σadm (bar)	d_b(cm)	ver
SF_1	7.55	2494.47	330.39	35	1.00	3.85	5	32	ok
SF_2	9.85	4221.03	333.63	35	1.20	3.84	5	32	ok
SF_3	6.5	3846.69	591.79	35	1.60	3.96	5	32	ok
SF_4	8.85	2621.04	177.79	35	1.00	3.23	5	32	ok

remarque : a partir des tableaux précédents nous avons remarqué ELS le plus grand

VI.2.1.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1 m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartition avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

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

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \qquad A_a=A_{rép}=\frac{A_b x B}{4}$$

$[\sigma_s]$ =348 MPa à l'ELU,

$[\sigma_s]$ =202 MPa à l'ELS.'

Tableau. VI.4 : ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU :

	N_{ELU}/ml (kN)	M_u/ml (KN)	B(m)	A_b (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	ESP (cm)
SF_1	283.24	10.2	1.20	2.62	7HA12=7.92	15
SF_2	406.71	4.53	1.40	4.23	7HA12=7.92	15
SF_3	487.60	12.18	1.70	6.66	7HA12=7.92	15
SF_4	352.59	12.94	1.20	2.85	7HA12=7.92	15

Tableau. VI.5 : Armatures de répartition des filantes sous voiles

	Arép(cm^2)	Arép finale (cm^2)	Sr (cm)
SF_1	2.37	6HA12=6.79	20
SF_2	2.77	7HA12=7.92	20
SF_3	3.36	9HA12=10.18	20
SF_4	2.37	6HA12=6.79	20

VI.2.1.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.86 \text{ cm}$$

$$ls = 42.86\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{120}{4} = 30\ cm$$

Donc :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

- Vérification de la stabilité au renversement : Art 10.1.5. RPA

Tableau. VI.6 : Vérification de la stabilité de semelle au renversement

	M (kN.m)	**N (kN)**	$\frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	**vérification**
SF_1	10.2	2628.05	0.003	0.30	ok
SF_2	4.53	4199.36	0.001	0.35	ok
SF_3	12.18	3539.73	0.003	0.42	ok
SF_4	12.94	2521.03	0.005	0.30	ok

VI.2.2.Semelles filantes sous poteaux :

Les semelles sous plusieurs poteaux comporte deux éléments, on distingue :la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les effort normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

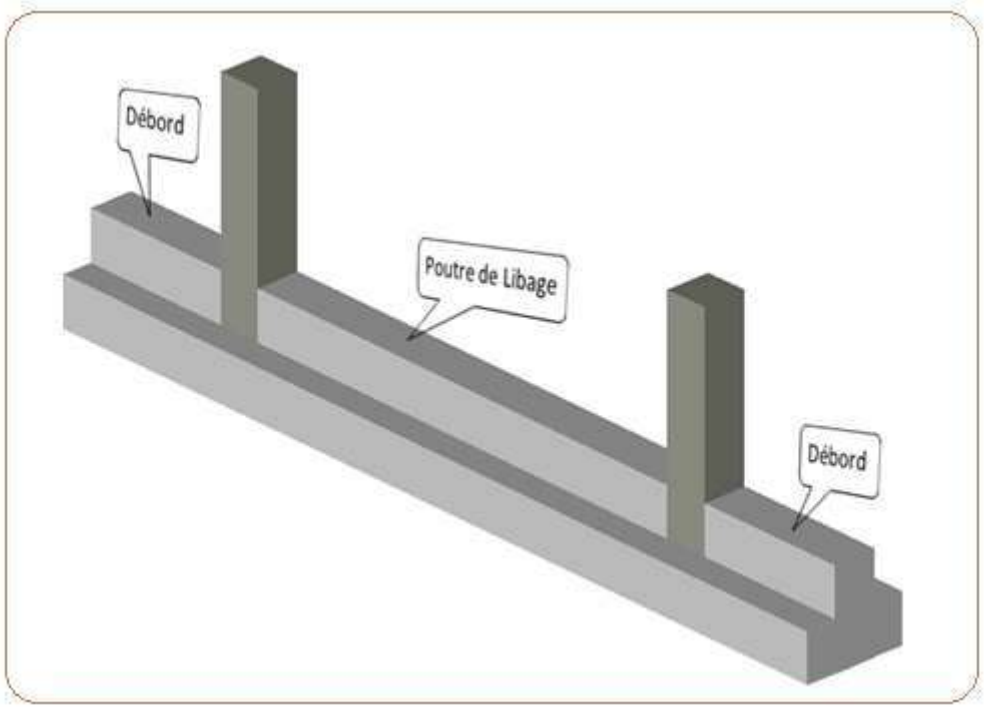


Figure. VI.5 : Schémas d'une semelle filante sous poteaux.

- Transversalement :

la dimension transversale A : $A=\frac{Li+Li+1}{2}+b$

- Longitudinalement :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$Lmax \leq \frac{\pi}{2} Le$, $Le= \sqrt[4]{\frac{4E.I}{K.b}}$

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

- Lmax : la plus grande travée dans la fille,
- K : coefficient de réduire du sol,
- I : moment d'inertie de la semelle,
- hp : la hauteur de la poutre de libage,

Tableau. VI.7 : dimensionnement et vérification de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELS :

	Nser (KN)	L (m)	B (m)	h (m)	б (bars)	б adm (bars)	ver
SF_1	5270.16	14.20	1.70	0.35	2.45	2.5	c.v

$A=N\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right)$ $A_a= A_{rép}= \frac{A_b x B}{4}$.

Tableau. VI.8 : ferraillage de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELU :

	Nu(KN)	Ab (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	Arép (cm^2)	S (cm^2)	$S_{rép}$(cm^2)
SF_1	1343.32	18.09	17T12=19.23	8.17=8T12	15	20

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.5 \text{ cm},$$

$$ls = 42.5 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = \frac{170}{4} = 42.5 \text{ cm}.$$

Donc :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

B/longitudinalement (La poutre de libage):

Dimensionnement :

$$hp = \sqrt[3]{\frac{0.5*4\ 10^{-2}*(3.510^3)^4}{32164.19}} = 4.54 \text{ cm},$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4x32164.19x500*700^3}{4*10^{-2}*500}} = 3.09m,$$

$Lmax \leq \frac{\pi}{2} Le \Longrightarrow$ 3.5m < 4.86m……(cv).

Donc : on adopte une section de **(50*70) cm^2**.

Ferraillage de la poutre e libage :

Tableau. VI.9 : Ferraillage de la poutre e libage à l'ELU :

	Mu (KN.m)	h (cm)	d(m)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
travée	273.53	70	64	12.3	7HA16=14.07
appui	582.74	70	64	27.8	14HA6=28.16

Tableau. VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS :

	Mser (KN.m)	A(cm^2)	$б_b$	$б_b \leq [б_b]$	$б_s$	$б_s \leq [б_s]$
travée	199.57	14.07	5.5	C.V	201	C.V
appui	425.17	28.16	7.7	C.V	198.2	C.V

Vérification de longueur de scellement :

$$ls = \frac{Ø.fe}{4.\tau s} = \frac{1.7}{4x2.835} = 59.96cm$$

$$ls = 59.96 \geq \frac{B}{4} = \frac{1.7}{4} = 42.5cm.$$

Conclusion :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes.

VI.2.2.2.Armatures transversales : Art **7.5.2.2 RPA**

- Calcul de l'effort tranchant Tu :

  Tu=755.99 KN.

  Calcul de la contrainte de cisaillement :

  $\tau = \frac{Tu}{b*d} = \frac{755.99x10^3}{500*675} = 2.23MPa < 2.5\ MPa$ (C.V)

Tableau. VI.11 : calcul des armatures transversales de la poutre de libage

élément	Vu(KN)	A_t(cm^2)	choix	
			Zone nodale	Zone courante
PL	755.99	6HA8=3.02	10	15

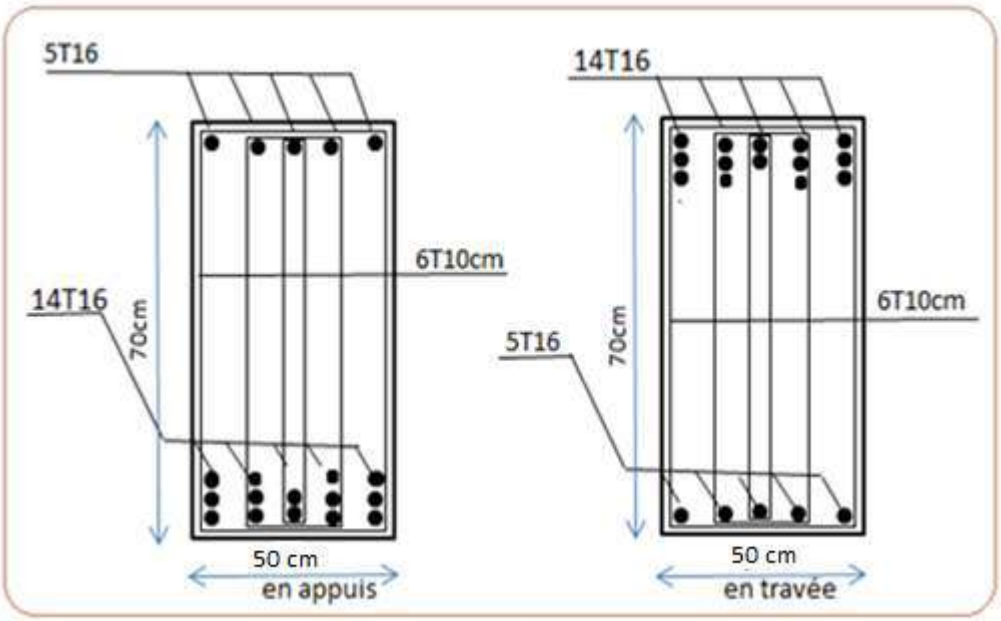


Figure. VI.6 : ferraillage de la poutre de libage.

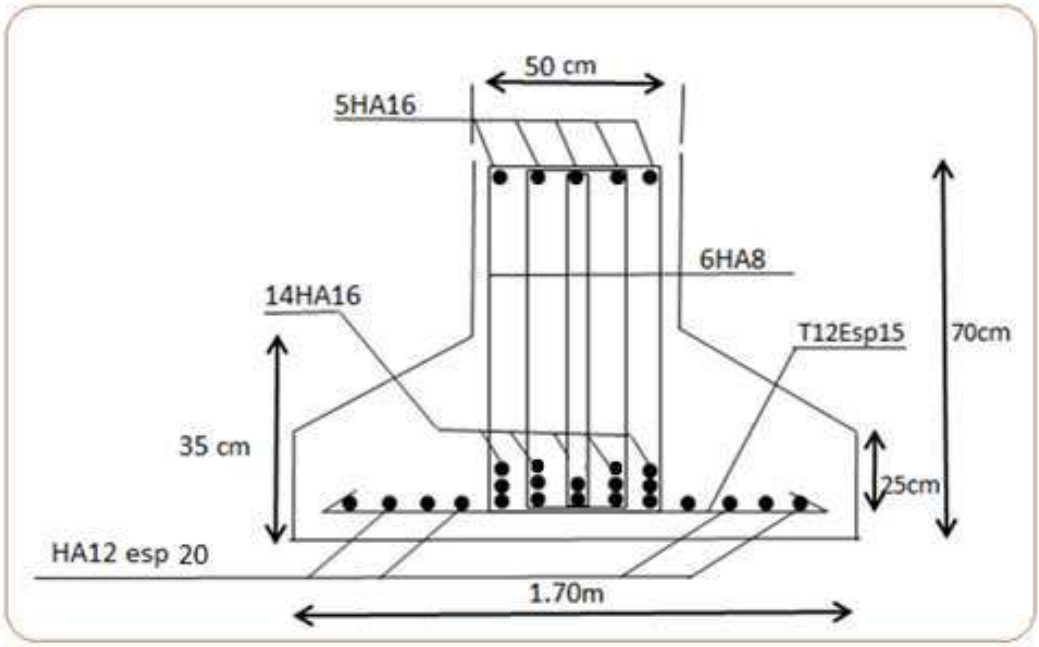


Figure. VI.7. ferraillage de la semelle filante :

VI.3. Etude du mur de soutènement:

Notre voile périphérique joue double rôle :

- ❖ encastrement de la base de la structure.
- ❖ mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003(**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 40 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.24 m.

VI.3.1. Evaluation des charges:

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement-voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du couloir.

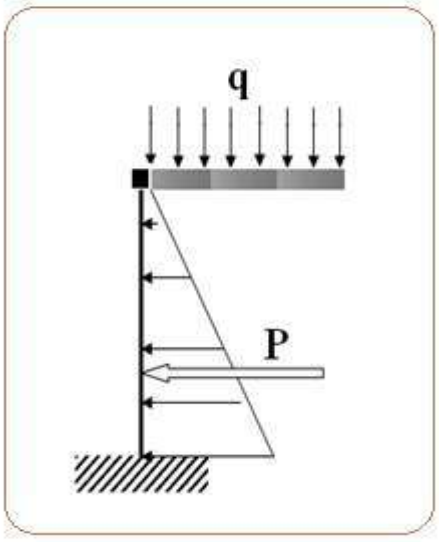


Figure. VI.8. le chargement qui vient au mur de soutènement

a. charge permanente.

Nous avons :

- ➢ un terrain plat: β=0;
- ➢ mur droit: λ=0;
- ➢ le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=19kN/m^3

- l'angle de frottement interne : $\varphi=10^{o}$
- D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$P=1/2.k_{\gamma a}.\gamma.h^{2}$$

$$G= k_{\gamma a}\gamma.h$$

- Le coefficient de contrainte

$k_{\gamma a}=tg^{2}(\pi/4-\varphi/2)$

D'où : $k_{\gamma a}=0.703$

- Alors :

P= 1/2(0.703) (19) (3.24) ²

P= 70.10 KN/ml

G= 30.05 KN/m ²

VI.3.2.. Ferraillage du mur de soutènement :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés en flexion simple, comme des dalles appuyées sur deux cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

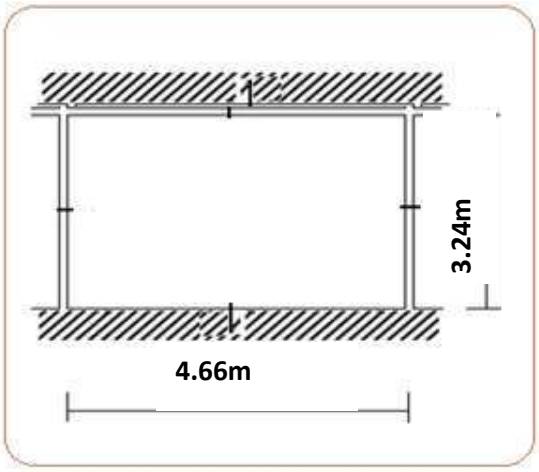


Figure. VI.9 : représentation de mur de soutènement.

A/Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m.

Tableau. VI.12. calcul des armatures du mur de soutènement à l'ELU

	M kN.m	A (cm²)	A_{choisi}	St Cm
travée	29.45	5.17	5 T12=5.52	16
appuis	19.63	3.40	5T10=3.93	25

B/ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau. VI.13 .vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	M_{ser} kN.m	σ_b MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σ_s MPa	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
travée	20.01	5.8	cv	182.6	Cv
appuis	10.01	1.7	cv	18.5	Cv

E/ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 .d} = \frac{64.99*10^3}{1000*162} = 0.38\text{MPa} \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167\text{MPa}.$$

VI.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des poutres reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessous des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer aux déformations relatif de ces points d'appuis. Elles réduisent le risque de flambement.

VI.4.1.Pré dimensionnement :

Pou un sol de fondation de catégorie (S1),(s3) et (S3), les dimensions minimales de la section transversale de longrine sont (25*30) cm^2.

On adopte : (bxh)=(30x30)cm^2.

VI.4.2.Sollicitations :

Les longrines doivent calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = \frac{N}{a} \geq 20KN.$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité,

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique,

dans notre cas α = 10 (zone *III* ; S3).

VI.4.3.Le ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

$$A = \frac{F}{\sigma_s}$$

❖ **ELU :**

Tableau .VI.14 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}CBA(cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*30	1488.73	148.87	4.28	6HA12=6.78	0.9	5.4	C.V

VI.4.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc : σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.15: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	1087.37	108.74	6.78	160.38	201.63	CV

Armature transversales :

On adopte A= 4T8=2.01cm^2

- espacement :

St ≤ min [20 cm ; 15 Øl]=min [20cm ;18cm]

St = 15 cm

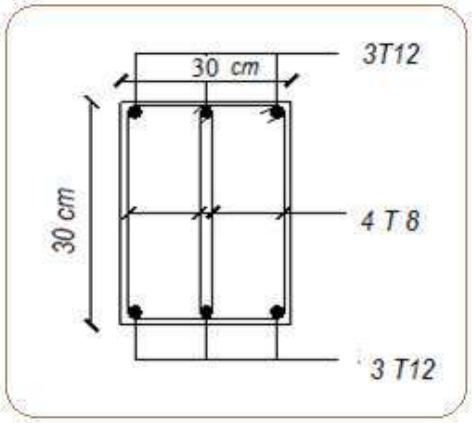


Figure. VI.10 : ferraillage de longrine.

Conclusion générale :

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de faire les constats suivants pour calculer d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de calcul, néanmoins certaine vérification telle que la flèche des poutres n'est pas nécessaire à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des recommandations réglementaires RPA99 V 2003, CBA 93,BAEL 91 ….ect,
- La reconnaissance du sol, ou va être implanté l'ouvrage, est essentiel pour connaitre la nature du sol d'assise de l'ouvrage, et le type de fondation,
- Le choix de type de fondation de la structure dépend la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure,
- L'utilisation des méthodes numériques telle que le logiciel ''SAP2000V17.1.1'' permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, Néanmoins pour le ''SAP2000V17.1.1'', la fiabilité de leur résultats dépend la bonne modélisation d l'ingénieur et de sa bonne interprétation des résultats.
- Enfin, ce projet nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire.

BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99version 2003.
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures en béton arme CBA93.
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R - B.C.22.

Logiciels :

- SAP2000 V17
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2010