République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie de la matière

Memoire de fin d'etude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option:structures

Thème

ETUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) A TIPAZA

Etudié par :

- ZOUAMBIA Youcef.
- BAB AALI Rachid.

Dirigé par :

Promoteur :

- SKANDER Zakaria .

promotion 2014-2015

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. ***SKENDER Zakaria*** *pour ses conseils et son aide précieuse.*

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet surtout :OULD TURKI Benaissa et tous les ingénieurs du CTC Centre sans exception.

On leur dit merci de tout notre cœur

Youcef et Rachid

DEDICACE

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

*A celle qui a tout donnée, tout sacrifiée, à la femme qui règne sur mon coeur ,**ma vie** ma mère.*

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à toujours souhaité me voir à la hauteur, mon père

A mon frère (Mahieddine)

et mes sœurs(lamia,Anissa, chahrazed.) et à toute la famille.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2015.

A tous mes amis (Mahmoud,Ismail,Moad,walid,choaib..).

Rachid

DEDICACE

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

*A celle qui a tout donnée, tout sacrifiée, à la femme qui règne sur mon coeur ,**ma vie** ma mère.*

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à toujours souhaité me voir à la hauteur, mon père

A mon frère (Amine)

et mes soeurs (Sarah - Meriem -Soumia) et à toute la famille.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2015.

A tous mes amis(Mustapha,Nadhir,Abd el fetah, Mourad,Mohamed, Abd errahmen,Faycel)

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :..... 2
a-Destination :..... 2
b-Situation : 2
c-Description de l'ouvrage :..... 2
I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :..... 2
12.1 Dimension : 2
I.2.2. Système de contreventement :..... 5
I.2.3. Planchers :..... 5
I.2.4. Maçonnerie :..... 5
I.2.5. L'acrotère :..... 5
I.2.6. Escalier :..... 6
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 6
I.3.1. Béton :..... 6
I.3.1.a. Caractéristiques du Béton :..... 6
I.3.1.b. Ciment :..... 6
I.3.1.c. Granulats : 6
I.3.1.d. Eau de gâchage :..... 6
I.3.1.e. Dosage du béton : 7
I.3.2. Béton armé : 7
I.3.2.a. Résistance du béton :..... 7
I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :..... 7
I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :..... 8
I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :..... 8
I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:..... 9
I.3.3. Acier :..... 9
I.3.3.a. Types d'acier : 9
I.3.3.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :..... 10
I.4. Principe de calcul du CBA 93 :..... 10
I.4.1. E.L.U de résistance :..... 10
I.4.1.a. Contrainte du béton en compression :..... 10
I.4.1.b. Contrainte ultime de cisaillement :..... 11
I.4.1.c. Contrainte limite de l'acier:..... 11
I.4.2. A l'E.L.S : 12
I.4.2.a. E.L.S de compression de béton :..... 12
I.4.2.b. E.L.S de contrainte limite de l'acier :..... 12
I.4.3. Contrainte limite de l'acier :..... 12
I.5. Conclusion :..... 12

Sommaire

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments Structuraux

II.1. INTRODUCTION :..... 14
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 14
II.2.1. Plancher à corps creux :..... 14
II.2.2. Les dalles pleines :..... 15
a) Critère de résistance :[2]..... 15
b) Sécurité contre l'incendie :[2]..... 15
c) condition d'isolation acoustique : [2]..... 15
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations:[3]..... 16
II.3.1. Maçonnerie :..... 16
II.3.2. Plancher terrasse :..... 17
II.3.2.2. Charges d'exploitation :..... 18
II.3.3. Plancher courant :..... 18
II.3.3.1. Charges permanentes :..... 18
II.3.3.2. Charges d'exploitation : 19
II.3.4. Dalle pleine :..... 19
II.3.4.1. Balcons :..... 19
II.3.4.1.a. Charge permanente :..... 19
II.3.4.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon :..... 20
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :..... 20
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :..... 22
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :..... 22
II.5.2. Dimensions des poteaux :..... 22
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :..... 22
II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:..... 23
II.5.5. Détermination des charges et surcharges : 24
II.5.6. Descente des charges :..... 25
II.5.6.1. Charges Permanentes :..... 25
II.5.6.2. Charges d'exploitation : 25
II.5.7. Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5]:..... 26
II.5.8. Vérification aux zones nodales: 27
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : 28

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION :..... 29
III.2. CALCUL DE L'ACROTERE :..... 29
III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations :..... 29
III.2.2. Calcul des efforts :..... 30
III.2.3. Calcul du ferraillage :..... 30
III.2.3.a. À E L U :..... 30
III.2.3.b. Vérification à l'E.L.S :..... 32
III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :..... 34

Sommaire

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme: 34
III.3. PLANCHER A CORPS CREUX :..... 35
III.3.1. La dalle de compression : 35
III.3.2. LES POUTRELLES :..... 36
III.3.2.1. Avant coulage :..... 36
III.3.2.2. Après coulage : 39
III.3.2.2.1. Méthodes de calcul :..... 39
III.3.2.2.1. a. La méthode forfaitaire :..... 39
III.3.2.2.1.b. Méthode de CAQUOT :..... 41
III.3.2.2.1.c. Sollicitations de calcul :..... 41
a) Calcul des sollicitations :..... 42
III.3.2.2.2. Récapitulations :..... 48
III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :..... 49
III.3.2.2.4. Vérification au cisaillement :..... 51
III.3.2.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche : 52
III.3.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche :..... 52
III.3. LES DALLES PLEINES : 53
III.3.1. Définition :..... 53
III.3.2. Méthode de calcul :..... 53
III.3.3. Principe de calcul :..... 54
a) travail externe :..... 54
b) Travail interne :..... 54
III.3.4. Position des lignes de rupture :..... 54
III.3.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :..... 54
III.6.4.1.1. Calcul du ferraillage:..... 56
III.4.4. Position des lignes de rupture:..... 60
III.4.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :..... 60
III.4. 3 .1Calcul du ferraillage à l'ELU :..... 62
III.4. 4.3. Vérification à l'ELS :..... 63
III.5. LES ESCALIERS:..... 65
III.5.1. Introduction :..... 65
III.5.2. Définition des éléments d'un escalier :..... 65
III.5.3. Escalier à trois volées :..... 66
III.5.3.1. première volée :..... 66
III. 5.3.1.1. Pré dimensionnement : 66
III. 5.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges :..... 67
III. 5.3.1.2.a. Charges permanentes :..... 67
III.5.3.1.2.b. Charge d'exploitation : 71
III.5.3.1.3. Détermination des efforts : 71
III.5.3.2. Ferraillage des escaliers :..... 71
III.5.3.3. Condition de non fragilité : [2]..... 72

Sommaire

III.5.3.4. Les armatures de répartition : [2]..... 72
III.5.3.5. Vérification de l'espacement : [2]..... 72
III.5.3.6. Vérification de l'effort tranchant :..... 73
III.5.3.7. Vérification à l'E.L.S :..... 73
III.5.3.8. Vérification de la flèche : 73
III.6.Calcul de la poutre palière : 73
III.6.1.Pré dimensionnement :..... 73
III.6.2. Evaluation des charges :..... 75
III.6.3. Calcul des efforts:..... 75
III.6.4. A. Ferraillage de la poutre palière:..... 77
III.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant :..... 78
III.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton :..... 78
III.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui : 78
III.6.4.E. Armatures transversales :..... 78
III.6.4.E.1.Vérification du R.P.A 99 : [1]..... 78
III.6.4.F. Vérification à l'E.L.S :..... 80
III.6.4.G.Vérifications préliminaires de la flèche :..... 81
III.6.2.G. Evaluation des charges :..... 81
III.7. Calcul de la console sous paillasse :..... 82

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. INTRODUCTION : 86
Vue de la Structure en 3D :..... 86
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :..... 87
IV.2.1. Centre de masse : 87
IV.2.2. Centre de torsion : 88
IV.2.3. Excentricité :..... 91
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :..... 91
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : 91
IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle : 92
IV.3. Choix de la méthode de calcul :..... 92
IV.3.1. Introduction :..... 92
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :..... 92
IV.3.2.1. Principe de la méthode :..... 92
IV.3.2.2. Modélisation :..... 93
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :..... 93
a. Coefficient d'accélération A : 93
b. facteur de correction d'amortissement η : 93
c. coefficient de comportement R : 93
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :..... 96
IV.4.1. Vérification de comportement :..... 97
IV. 4.2. Vérification de participation massique : 98

Sommaire

IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : :..... 99

a. Calcul de la force sismique totale : 99
IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement : 101
IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 102
IV.4.4.2. Moment de renversement :..... 105
IV.4.4. 3. Moment stabilisant :1µ..... 105
IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages : 106
IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selo..... 108
IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments : $\tau \leq \bar{\tau}$..... 109
IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : 111
IV. 4.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :..... 112
IV.5.Conclusion général :..... 113

Chapitre V: Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction :..... 114
V.2. Ferraillage des poutres :..... 114
V.2.1. Introduction :..... 114
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 : 115
V.2.2. a Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:..... 115
V.2.2.b. Armatures transversales : 115
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :..... 117
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :..... 120
V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 121
V.2.5. Vérification de la flèche des poutres :..... 124
V.3.1. Introduction :..... 128
V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003 [1] :..... 128
V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :..... 129
V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :..... 129
V.3.5. Détermination des sections d'acier :..... 130
V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :..... 131
V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :..... 132
V.3.8. Armatures transversales : 133
V.3.8.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At / St. b) :..... 135
V.4.1.Introduction :..... 137
V.4.2. Les voiles pleins : 137
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures : 137

Sommaire

V.4.3.1. Les trumeaux :..... 137
V.4.3.2. Les linteaux :..... 137
V.4.4. Méthode de calcul : 138
V.4.4.1. Recommandations des règlements :..... 138
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :..... 139
V.5. les voiles pleins :..... 140
V.5.1.les armatures verticale :..... 140
V.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :..... 142
V.5.3. Armatures transversales :..... 142
V.5.4.Ferraillage des voiles avec ouverture :..... 143
V.5.5.1.les trumeaux :..... 143
A.2. Vérification des armatures à ELS :..... 144
V.5.6.2. Les linteaux :..... 145

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction :..... 149
VI.2. Type de la fondation :..... 149
VI.3. Connaissance du site et du sol :..... 149
VI.4. Choix du type de fondation :..... 150
VI. 2. Calcul des semelles isolées:..... 152
VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées : 155
VI .2.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles :..... 155
VI.3. Calcul des semelles filantes :..... 156
VI.3.2.1. Dimensionnement :..... 157
VI.3.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :..... 158
VI.3.2.3.Ferraillage :..... 159
VI.3.2.5. Vérification de la stabilité au renversement : 160
VI.4. Ferraillage Longitudinal: 161
VI.4.1.Dimensionnement :..... 161
VI.4.2.Calcul des moments :..... 162
VI.4.3Armatures longitudinales :..... 163
VI.5. Ferraillage Longitudinal: 165
VI.5.1.Dimensionnement : 165
VI.5.2.Calcul des moments : 166
VI.5.3.Armatures longitudinales :..... 167
I.5.4.Armatures de peau :..... 167
VI.5.5.Armatures transversales :..... 167
VI.6. Les longrines :..... 170
VI.6.1. Pré dimensionnement : 170
VI.6.2. Sollicitations : 170
VI.6.3. Ferraillage :..... 170
Conclusion générale..... 173

Sommaire

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Dimensions du Bloc:..... 2
Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances: 9
Tableau II.1 : Charge permanente du mur simple cloison: 16
Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloisons:..... 16
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse:..... 17
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant:..... 18
Tableau II.5 : Charge permanente d'un balcon terrasse:..... 19
Tableau II.6 : Charge permanente d'un balcon courant:..... 19
Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poutres:..... 21
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poteaux:..... 22
Tableau II.9 : Détermination de la longueur de flambement:..... 22
Tableau II.10 : Calcul de $\bar{N}_u$:..... 24
Tableau II.11 : Charges permanentes des niveaux:..... 25
Tableau II.12 : Charges d'exploitation des niveaux:..... 26
Tableau II.13 : Vérification de l'effort normal:..... 26
Tableau II.14 : Vérifications de coffrage des poteaux:..... 26
Tableau II.15 Vérification aux zones nodales:..... 27
Tableau III-1 : Les charges:..... 29
Tableau III-2 : Les efforts :..... 30
Tableau III-3 : Les données:..... 30
Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant collage:..... 37
Tableau III.6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage:..... 40
Tableau III-7 : Méthode de CAQUOT :..... 41
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à un seul travées (ELU):..... 42
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à un seul travées (ELS):..... 42
Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU):..... 44
Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS):..... 44
Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU):..... 46
Tableau III-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS):..... 46
Tableau -III.14- : Récapitulations des efforts internes:..... 48
Tableau III-15- : Calcul des armatures:..... 50
Tableau III.16. : ferraillages longitudinaux des poutrelles:..... 51
Tableau III-17- : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement:..... 51
Tableau III-18- : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles:..... 52
Tableau III-19: Travail externe:..... 55
Tableau III-20 : Travail interne:..... 56
Tableau III 21: Calcul des sections d'acier de la dalle:..... 57
Tableau III 22 : vérification a ELS:..... 58
Tableau III-23: vérification de l'effort tranchant:..... 58
Tableau III-24. Vérification de flèche de la dalle pleine:..... 59

Sommaire

Tableau III.25.les valeurs du travail externe:..... 60
Tableau III.26. les valeurs du travail interne:..... 61
Tableau III.27 .Les actions sur la dalle:..... 61
Tableau III.28 : Ferraillage de la dalle pleine:..... 63
Tableau III.29. Vérification a l'ELS: 64
Tableau III-30 : Vérification au cisaillement: 64
Tableau III-:31.Poids propre du palier de repos de l'escalier:..... 67
Tableau III-32: Poids propre de la paillasse de l'escalier:..... 68
Tableau III-33: Combinaison des charges de l'escalier:..... 71
Tableau III-34: les données:..... 71
Tableau III-35 : Calcul des sections d'acier de l'escalier:..... 71
Tableau III-.36 : Les armatures de répartition:..... 72
Tableau III-37 : Vérification de l'espacement:..... 72
Tableau III-38: Vérification à l'E.L.S:..... 73
Tableau III-39 : pré dimensionnement de la poutre palière:..... 75
Tableau III-40: Les efforts agissants sur une poutre palière:..... 76
Tableau III-41: les données:..... 77
Tableau III-42 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière:..... 78
Tableau III-43 : Vérification à l'E.L.S:..... 79
Tableau III-44 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière:..... 81
Tableau III.45: Calcul des sections d'acier de la console:..... 83
Tableau III.46: Vérification à l'E.L.S:..... 85
Tableau III.47: Récapitulation des résultats de la flèche:..... 85
Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse:..... 88
Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion:..... 90
Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique:..... 91
Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle:..... 92
Tableau .IV-5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X:..... 94
Tableau .IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y:..... 94
Tableau .IV-7 : détermination du facteur de qualité Q:..... 95
Tableau IV-8 : Le comportement des trois premiers modes:..... 98
Tableau IV-9 : vérification de participation massique:..... 99
Tableau IV-11: calcule de la force sismique (M.S.E):..... 100
Tableau IV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul:..... 101
Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X:..... 103
Tableau IV-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y: 104
Tableau 4-15 : calcul du moment de renversement: 105
Tableau4-16 : calcul du moment stabilisant: 105
Tableau.IV-17 : Vérification de stabilisation: 106
Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens x: 107
Tableau IV-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y: 108

Sommaire

Tableau IV-22 : Vérification de cisaillement des poutres: 110
Tableau IV-23 : Vérification de cisaillement des poteaux: 111
Tableau IV-20 : Vérification de l'effet P-Δ sens X: 112
Tableau IV-21 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y: 113
Tableau V-1 : Les données de calcul: 114
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40): 116
Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*50): 116
Tableau V-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35): 117
Tableau V-5 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*40): 118
Tableau V-6 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*50): 118
Tableau V-7 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires: 119
Tableau V-8: vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements: 120
Tableau V-9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements: 121
Tableau V-10 :Calcul de $\bar{\tau}_u$: 122
TableauV-11 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales(30x40).... 122
TableauV-12 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales(30X50)... 122
TableauV-13 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires(30x35)... 123
Tableau V-14 :Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires..... 124
Tableau V-15: Vérification préliminaire de la flèche des poutres..... 124
Tableau .V.17: Les Armatures longitudinaux des poteaux:..... 130
Tableau .V.18 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S..... 131
Tableau .V.19 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement..... 132
Tableau .V.20 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés..... 134
Tableau .V.21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux..... 135
Tableau .V.22 : Les données de calcul..... 140
Tableau v-23 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins..... 141
Tableau V-24 : vérification selon les règlements..... 141
Tableau V-25 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins..... 141
Tableau V-26 : calcul des armatures horizontaux des voiles pleins..... 142
Tableau V-27: diamètre des armatures transversales..... 142
Tableau V-28 : calcul des armatures verticales..... 144
Tableau V-29 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux..... 144
Tableau V-30 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux..... 144
Tableau .V.31: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux..... 148
Tableau .V.32 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux..... 148
Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées..... 153
Tableau VI-2 : dimensionnement de la section des semelles isolées..... 154
Tableau VI-3.: vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X.Y..... 155
Tableau VI.4: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS..... 157
Tableau VI.5: vérifications des contraintes des semelles filantes..... 158
Tableau VI.6: Armatures principales des semelles filantes..... 159

Sommaire

Tableau VI.7: Armatures de répartition de la semelle filante..... 160
Tableau VI.8:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes..... 160
Tableau VI.9: Vérification de la stabilité au renversement..... 161
Tableau VI.10: Dimensionnement de la poutre de libage..... 162
Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 162
Tableau VI.12: Détermination des moments de la poutre de libage..... 163
Tableau VI.13: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 164
Tableau VI.14: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage..... 164
Tableau VI.15: Vérification de la stabilité au renversement..... 165
Tableau VI.16: Dimensionnement de la poutre de libage..... 166
Tableau VI.17: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 166
Tableau VI.18: Détermination des moments de la poutre de libage..... 167
Tableau VI.19: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 168
Tableau VI.20: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage..... 168
Tableau VI.21: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..... 169
Tableau VI.22: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 169
Tableau VI.23. Valeurs de α..... 170

Sommaire

Liste des Figures

Figure I.1 : Façade Principale..... 3
Figure I-2 : Plan R.D.C²..... 3
Figure I.3 : Plan Etage Courant..... 4
Figure I.4 : Coupe A-A..... 4
Figure I.5 : Eprouvette (16×32)..... 8
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton..... 10
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier..... 11
Figure II.1: Dimensionnement du plancher à corps creux..... 14
Figure II.2: Dimensions du corps creux..... 15
Figure II.3:Mur Simple et double cloisons..... 12
Figure II.4 : Composants d'un plancher terrasse..... 12
Figure II.5 : Composants d'un plancher courant..... 18
Figure II.6 : composants de la dalle pleine..... 19
Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre..... 19
Figure II.8 : Section réduite du poteau..... 23
Figure. II.9 : Représentation du poteau le plus sollicité..... 24
Tableau II.15 Vérification aux zones nodales..... 27
Figure II.10 : Les poutres secondaires..... 27
Figure II.11: Les poutres principales..... 27
Figure II.12 : Coupe de voile en plan (gauche) en 3D (droite)..... 28
Figure III-1 : L'acrotère..... 29
Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU..... 31
Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère..... 34
Figure III-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression..... 36
Figure III-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage..... 36
Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements..... 37
Figure.III.7. Travée avec un seul étai au milieu..... 38
Figure.III.8. Travée avec deux étais espacés de 1,416 m..... 38
Figure.III.9. Poutrelles à une seule travée..... 42
Figure.III.10. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U..... 43
Figure.III.11. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U..... 43
Figure.III.12. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S..... 43
Figure III.13. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S..... 44
Figure.III.14. Diagrammes du moment fléchissant à..... 45
Figure III.15 :Diagrammes des efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)..... 45
Figure.III.16. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S..... 45
Figure.III.17. Diagrammes de l'effort tranchant à l'E.L.S..... 46
Figure.III.18. Diagrammes du moment fléchissant à quatre travées à l'E.L.U..... 47
Figure III-19- : diagrammes des efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELU)..... 47
Figure .III-20- Diagrammes du moment fléchissant à quatre travées à l'E.L.S..... 47

Sommaire

Figure .III-21- Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S..... 48
Figure III-22- : les sections considérées pour le calcul du ferraillage..... 49
Figure III-24- : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)..... 53
Figure III- :25 dalle reposant sur deux appuis..... 54
Figure III- 26. :Représentation de lignes de rupture..... 55
Figure III-27 : Représentation de la flèche..... 55
Figure III-28:ferraillage de la dalle pleine..... 59
Figure III.29. Les différentes étapes de calcul sur la dalle..... 60
Figure III-30 : Représentation d'un escalier..... 65
Figure III-31. : Dimensions de l'escalier..... 66
Figure III-32 : shéma statique dun escalier..... 66
Figure III-33 : Schéma statique à l'E.L.U..... 68
Figure. III.34 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU..... 69
Figure.III.35. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U..... 69
Figure III-36 : Schéma statique à l'E.L.S..... 70
Figure. III.37: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS..... 70
Figure. III.38: Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S..... 70
Figure III-39 : Dimensionnement de la poutre palière..... 74
Figure III-40: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)..... 76
Figure III-41: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)..... 77
Figure III-42: ferraillage de la poutre palière..... 81
Figure III-43: Schéma statique de la console..... 82
Figure III-44: Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS..... 83
Figure III-45:Ferraillage du consol sous paillasse..... 85
Figure IV -1 : Vue de la structure en 3D..... 86
Figure .IV-2 : Disposition des voiles..... 87
Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse..... 88
Figure IV-3 : Inerties des voiles et des poteaux..... 90
Figure .IV.-4 : Spectre de réponse..... 96
Figure. IV-5 : Comportement du 1er mode (translation suivant X)..... 97
Figure IV-6 : Comportement du 2ème mode (translation suivant Y)..... 97
Figure IV-7 : Comportement du 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)..... 98
Figure IV-8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... 101
Figure IV-9: Distribution des forces sismiques..... 102
Figure IV-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X..... 103
Figure IV -11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 104
Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres..... 119
Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaire de terrasse..... 125
Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales(30*40) de rive de terrasse..... 125
Figure V- 4 : Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaire des étages.... 125

Sommaire

Figure V-5 : Ferraillage des poutres principales(30*40) de rive des étages..... 126
Figure V-6 : Ferraillage des poutres principales(30*50) intermédiaire de terrasse.... 126
Figure V-7 : Ferraillage des poutres principales(30*50) intermédiaire des étages..... 126
Figure V-8 : Ferraillage des poutres secondaire (30*35) intermédiaire de terrasse... 127
Figure V-9 : Ferraillage des poutres secondaire (30*35) de rive de terrasse..... 127
Figure V-10: Ferraillages des poutres secondaires(30*35) intermédiaire des étages... 127
Figure V-11 : Ferraillages des poutres secondaires(30*35) de rive des étages..... 128
Figure .V.12 : Disposition des armatures dans les poteaux..... 135
Figure V-13 : Ferraillage des poteaux (50×50)..... 136
Figure V-14 : Ferraillage des poteaux (45×45)..... 136
Figure V-15 : Ferraillage des poteaux (40×40)..... 136
Figure V-16 : Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 140
Figure V-17 : Les armatures transversales et les épingles des voiles..... 143
Figure V-18 : La zone de recouvrement des voiles..... 143
Figure V-19 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux..... 146
Figure V-20: Armatures du linteau selon le RPA 99..... 147

Référence bibliographique

Documents réglementaires :

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93. [1]

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.v.2003 [2]

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22. [3]

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- SAP 2000 v17.1
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2013
- EXCEL

ملخص

إن الهدف الأساسي من هذا العمل هو دراسة عمارة متكونة ممن خمسة طوابق+ طابق ارضي والمقترح إنشاءها في ولاية تيبازة المصنفة من المناطق ذات نشاط زلزالي عالي(III).حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازلRPA

إن مراحل هذه الدراسة كانت كا لأتي

- ❖ - تحديد ا بعاد العناصر المقاومة(الأعمدة-العوارض- وكذا البلاط)تم طبقا لقواعد الخرسانة المسلحة.(CBA93 et version RPA99 2003
- ❖ 2- تمت الدراسة الزلزالية وفقا للطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريق العناصر المنتهية باستعمال برنامج لدراسة الهياكل .«SAP2000 version 17.1»-

وأخيرا تم تحديد كمية التسليح اللازمة لكل العناصر المقاومة(أعمدة -عوارض - بلاط -أساسات)

Résumé :

L'Objectif principale de travail consiste sur l'étude d'une construction en (R+5) implanté a Tipaza classé comme zone de forte sismicité (zone III) Selon le règlement parasismique algérienne RPA.

les étape de cette étude sont comme suite:

- ❖ pré dimensionnement des élément structuraux (poteau-poutre-plancher).
- ❖ l'étude sismique été réalisé par le logiciel de calcule des structure SAP2000 et enfin la détermination de la quantité du ferraillage nécessaire des élément structuraux pour la stabilité de votre structure.

Abstract:

the main objective of this work is the study of construction(R+5)implanted in TIPAZA classified as an area of high seismicity (zoneIII) according to the algerian seismic regulation RPA.

the steps of this study are as follows:

- ❖ resizing structural elements(beam-column-floor).
- ❖ the seismic survey was conducted by the sap2000 structural calculation software.

and in the determination of the amount of the required reinforcement of the structural elements for the stability of our structure.

Introduction générale

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

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

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I:
Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

a-Destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en béton armé contreventé par des voiles, à usage habitation (voir plans ci-après) .

b-Situation :

l'ouvrage étudiées implanté à FOUKA, wilaya de TIPAZA , classé selon le règlement parasismique algérien►►**RPA 99 version 2003 article 3.1**◄◄[1] comme une zone de haute sismicité (zone III) et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. Notre étude est conformé aux exigences des règles du CBA93 (code béton armé).

c-Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est constitué d'un bloc de forme irrégulière comportant « 5 » niveaux sur un rez-de-chaussée.

I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions :

Tableau I.1 : Dimensions du Bloc

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur L0 = 26.50m Largeur L1= 18.90 m	Hauteur totale du bâtiment : H=19.38 m Hauteur de l'étage courant : h =3.23m Hauteur de RDC….....: hr=3.23 m

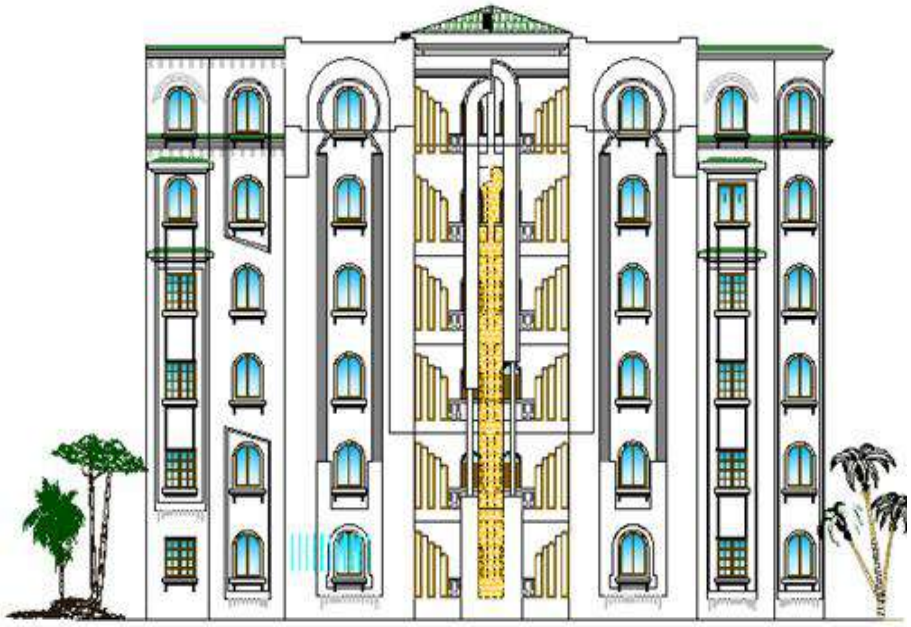


Figure I.1 : Façade Principale



Figure I-2 : Plan R.D.C

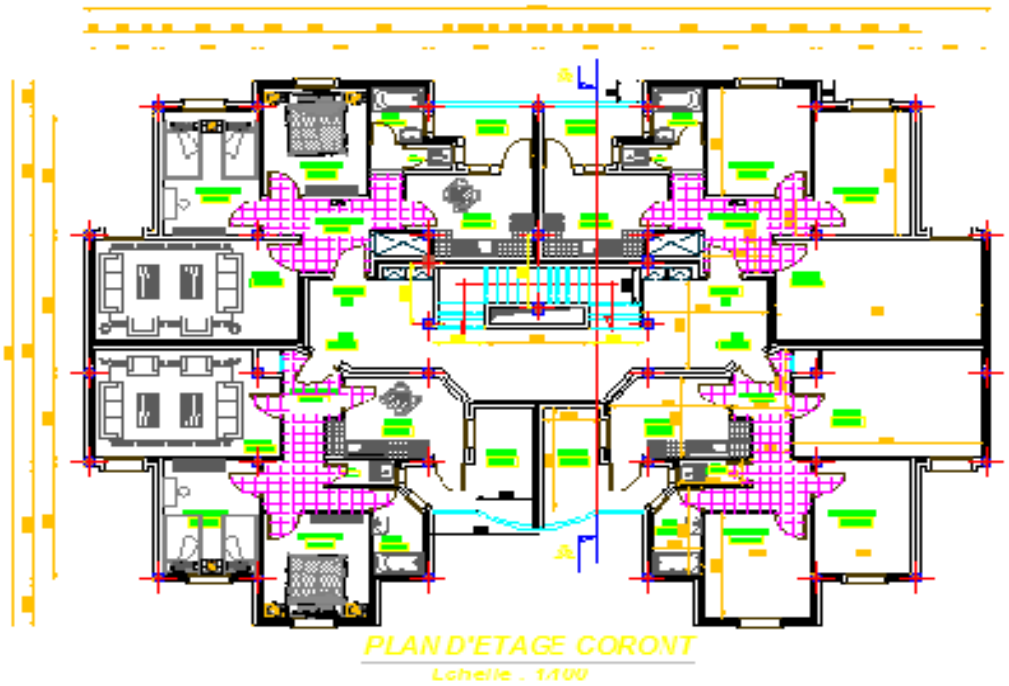


Figure I.3 : Plan Etage Courant



Figure I.4 : Coupe A-A

I.2.2. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 8m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien►►**Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 [1].**préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.3. Planchers :

Nous avons adopté un seul type de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux

I.2.4. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) :
  Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de10cm

- **Murs intérieurs** (simple cloison) :

I.2.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjonction entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

I.2.6. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à 3 volées.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. Béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

I.3.1.a. Caractéristiques du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.3.1.b. Ciment :

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (**CPJ-CEMII 42.5)**

I.3.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **6 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm(**8/**15** et **15/25**)

I.3.1.d. Eau de gâchage :

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

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

I.3.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton :

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

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression : selon le CBA93►►Art[A.2.1.1.1] ◄◄[2]

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} > 40\ Mpa$$

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :selon le CBA93►►Art[A.2.1.1.2]◄◄ [2]

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ} \quad \text{Avec :} \quad f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \text{ en MPa}$$

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

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

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Allongement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS) ;

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

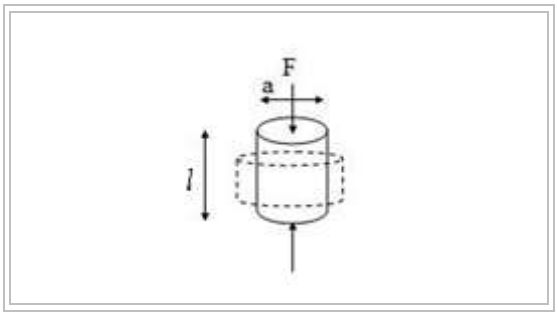


Figure I.5 : Eprouvette (16×32)

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} \text{ MPa}$$

I.3.3. Acier :

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

I.3.3.a. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : 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	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.3.3.b. 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 quel que soit la nuance de l'acier utilisé :[$E_s = 2.10^5$ MPa].

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation.

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.a. Contrainte du béton en compression :

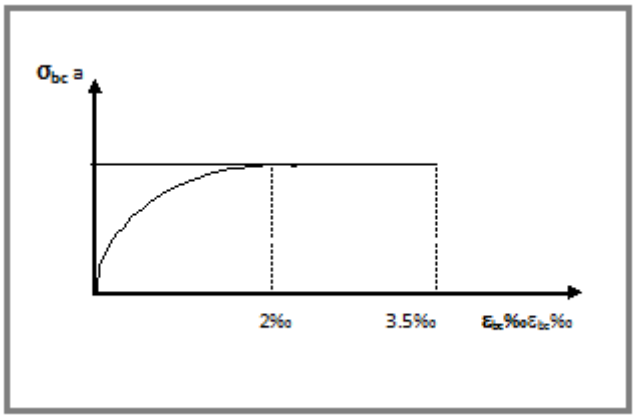


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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 supérieure à 24 heures ;

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

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

I.4.1.b. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

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

I.4.1.c. Contrainte limite de l'acier

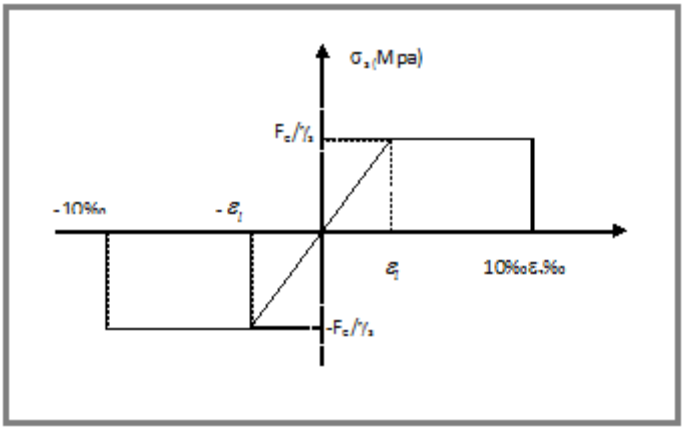


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

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

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

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

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

I.4.2. A l'E.L.S :

I.4.2.a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1] A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.2.b. E.L.S de contrainte limite de l'acier :

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

FeE400, $fe = 400\text{MPa}$: Pour les armatures longitudinales

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

CHAPITRE II:

Pré-dimensionement des éléments

II.1. INTRODUCTION :

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

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II.2.1. Plancher à corps creux :

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

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$
- ➢ Et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.5m
  - ➢ $450/20 \geq ht \geq 450/25 \quad \Rightarrow 22.5cm \geq ht \geq 18$ cm.
  - ➢ et $ht \geq 450/22.5 \quad \Rightarrow ht \geq 20cm$

On choisit : ht = 20cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4) selon le **CBA93 (ART.B7.2.2).**

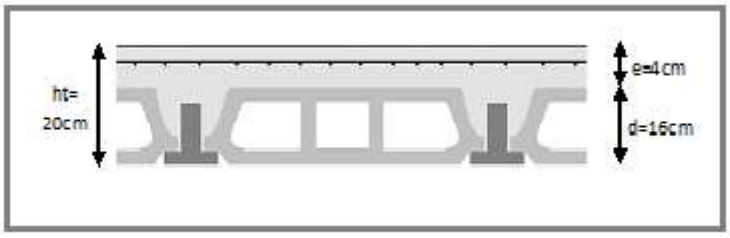


Figure II.1: Dimensionnement du plancher à corps creux

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

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 20 cm >16 cm (condition vérifiée).

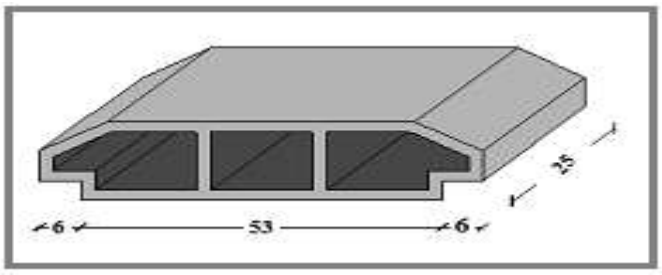


Figure II.2: Dimensions du corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. on distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

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

a) Critère de résistance :[2]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu. Appuis

b) Sécurité contre l'incendie :[2]

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

c) condition d'isolation acoustique : [2] .

- Critère de résistance : $640/50 \leq ep \leq 640/40 \Rightarrow 12.8 \leq ep \leq 16$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle plaine on adopté : ep = 15cm

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Si L > 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

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

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloisons

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

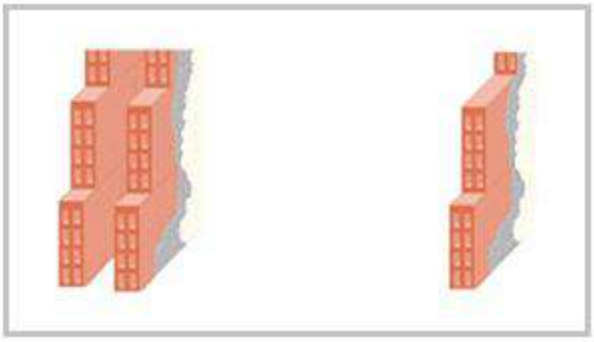


Figure II.3:Mur Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de polystyrène	0.03	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
9	Enduit de ciment	0.02	0.2
		G	**6.19**

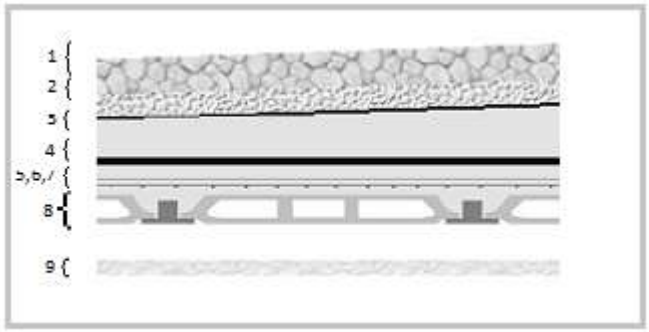


Figure II.4 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.2. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.1. Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/$m^{2)}$
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6.00**

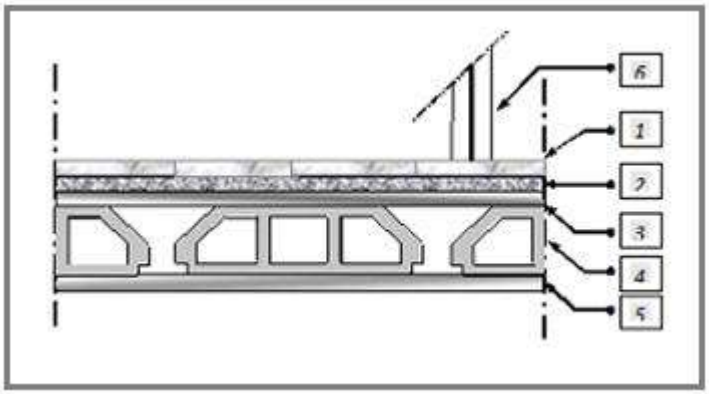


Figure II.5 : Composants d'un plancher courant

II.3.3.2. Charges d'exploitation :

Q = 1.5 KN /m^2 (usage d'habitation)

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.1. Balcons :

II.3.4.1.a. Charge permanente :

Tableau II.5 : Charge permanente d'un balcon terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Plaque de polystyrène	0.03	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**7.14**

Tableau II.6 : Charge permanente d'un balcon courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**5.61**

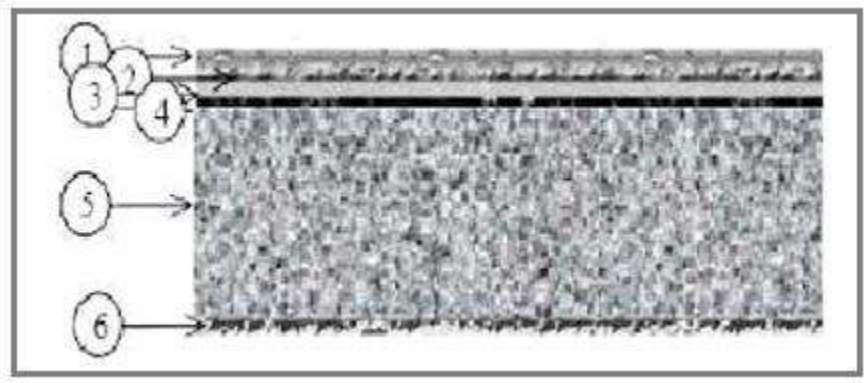


Figure II.6 : composants de la dalle pleine

II.3.4.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon :

Q=3.5kN/m².

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

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

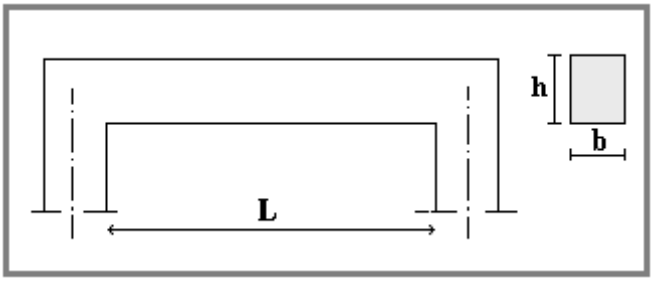


Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre

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

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement **RPA99 Version 2003 ►►Art [7.5.1] ◄◄ [1] en zone III** sont:

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

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur. Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à Y-Y pour le bloc.

Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.65 m ⇒31cm ≤ h ≤46.5cm on adopte h = **40** cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤28cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 4.50m⇒30cm ≤h≤45cm on adopte h =35cm ⇒10.50cm ≤ b ≤ 24.50 cm on adopte b = **30** cm
	L_{max}= 6.1 m ⇒40.66cm ≤ h≤6.10cm on adopte h = **50 cm** ⇒ 15 cm ≤ b ≤35cm on adopte b = **30** cm	
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4 (C.V)	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4 (C.V)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0808) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)	(h/L=0.073) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)
Conclusion	h = **40**cm ; b = **30** cm	h = **35** cm ; b = **30** cm
	h = **50**cm ; b = **30** cm	

Remarque :

On a deux poutres principales particulières situées à l'entrée du bloc telle que la portée est L = 6.40 m. Donc on a fait leurs pré dimensionnement.

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est situé au milieu de la structure noté par (C-2).

II.5.2. Dimensions des poteaux :selon RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄ [1]

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la condition suivante :

- ✓ MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm

Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	b_1 (cm)	35	35	40	40	45	45
	h_1 (cm)	35	35	40	40	45	45

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

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

- ➢ $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ➢ L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 = 3.23m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II.9 : Détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	L_f	$i = b/\sqrt{12}$	λ
le 5eme étage	35x35	2.261	0.10103629	22.378
le 4eme étage	35x35	2.261	0.10103629	22.378
le 3eme étage	40x40	2.261	0.11547005	19.581
le 2eme étage	40x40	2.261	0.11547005	19.581
le 1er étage	45x45	2.261	0.12990381	17.405
le RDC	45x45	2.261	0.12990381	17.405

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

L'effort normal admissible est :

✓ : $N = \left(\frac{B_{rf_{28}}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\alpha$ **(CBA93 [B.8.4.1]) [2]**

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

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

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$**:** C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration ;où :

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

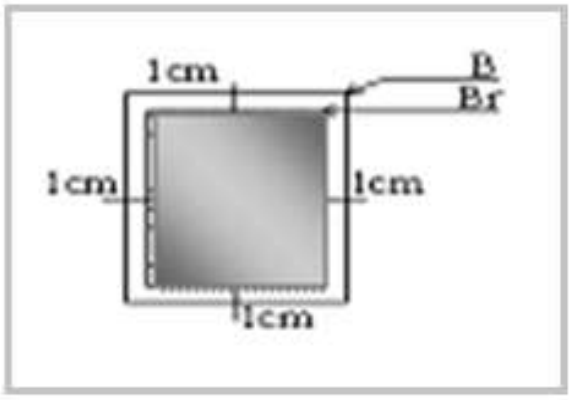


Figure II.8 : Section réduite du poteau

Tableau II.10 : Calcul de $\overline{N}_u$

	Dimension (cm×cm)	Br(cm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	35x35	1089	22.378	0.753	122.5	1134.61
le 4eme étage	35x35	1089	22.378	0.753	122.5	1134.61
le 3eme étage	40x40	1444	19.581	0.764	160	1618.60
le 2eme étage	40x40	1444	19.581	0.764	160	1618.60
le 1er étage	45x45	1849	17.405	0.773	202.5	2183.78
le RDC	45x45	1849	17.405	0.773	202.5	2183.78

II.5.5. Détermination des charges et surcharges :

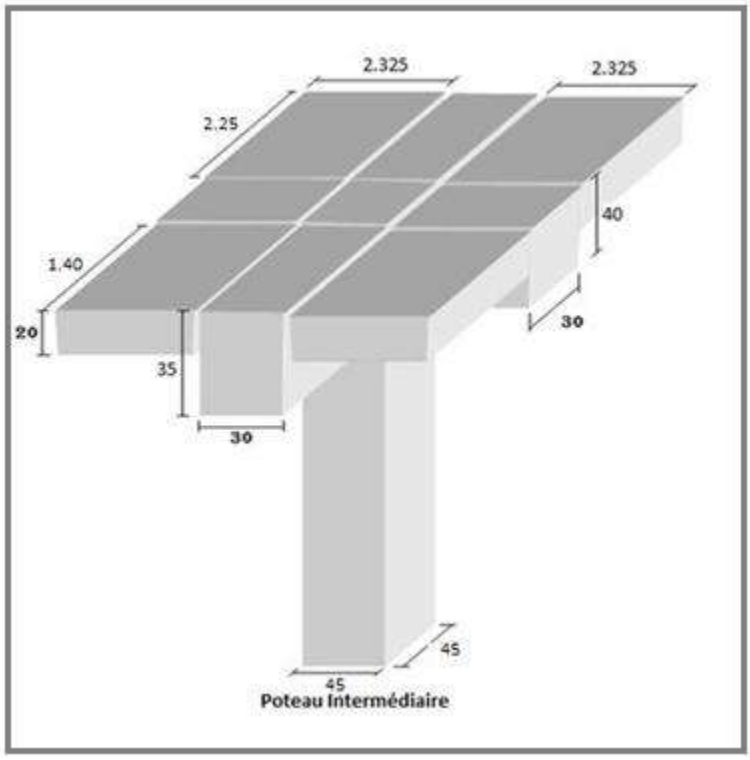


Figure. II.9 : Représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau :

  S_p=(4.95-0.3) x (3.95-0.3) $\Rightarrow$ **S_p=16.97m²**

- Surface totale :

  S_t=4.95x3.95 $\Rightarrow$ **St=19.55m²**

II.5.6. Descente des charges :

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

II.5.6.1. Charges Permanentes :

Tableau II.11 : Charges permanentes des niveaux

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau}(KN)	G_{poutre}(KN)	G (KN)	G_{cum}(KN)
5éme étage	105.044	9.89	23.53	138.46	138.46
4éme étage	101.82	9.89	23.53	135.24	273.7
3éme étage	101.82	12.92	23.53	138.27	411.97
2éme étage	101.82	12.92	23.53	138.27	550.24
1éme étage	101.82	16.35	23.53	141.70	691.94
RDC	101.82	16.35	23.53	141.70	833.64

II.5.6.2. Charges d'exploitation : selon le DTR►►Art [B.C.2.2] ◄◄ [3]

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

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$[3]

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau II.12 : Charges d'exploitation des niveaux

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5éme étage	Q0 =	19.55		19.55
4éme étage	Q1=	29.325	1	48.875
3éme étage	Q2=	29.325	0.95	75.27
2éme étage	Q3=	29.325	0.90	98.73
1éme étage	Q4=	29.325	0.85	119.25
RDC	Q5=	29.325	0.80	136.85

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$

Tableau II.13 : Vérification de l'effort normal

niveau	G_{cum}(KN)	Q_{cum} (kN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
5éme étage	138.46	19.55	216.25	237.87	1550.63	OUI
4éme étage	273.7	48.875	442.81	487.09	1550.63	OUI
3éme étage	411.97	75.27	669.06	735.97	2085.51	OUI
2éme étage	550.24	98.73	890.92	980.01	2085.51	OUI
1éme étage	691.94	119.25	1112.99	1224.29	2701.25	OUI
RDC	833.64	136.85	1330.69	1463.76	2701.25	OUI

II.5.7. Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◄◄ [1]:

D'après le RPA99 v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.14 : Vérifications de coffrage des poteaux

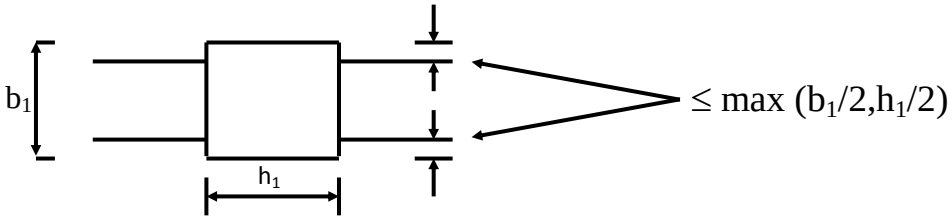
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.23 -0.40)/20=14.15cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.8. Vérification aux zones nodales: selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h1/2)$

- Cas (a) :



- Cas (b) :

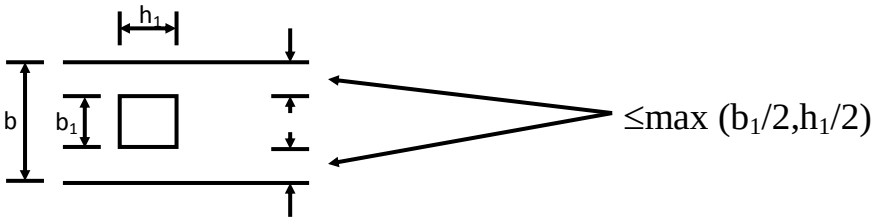
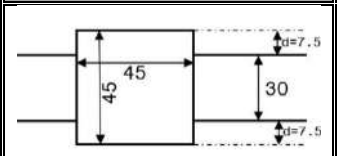
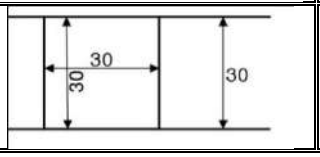


Tableau II.15 Vérification aux zones nodales

	b_{max}(cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

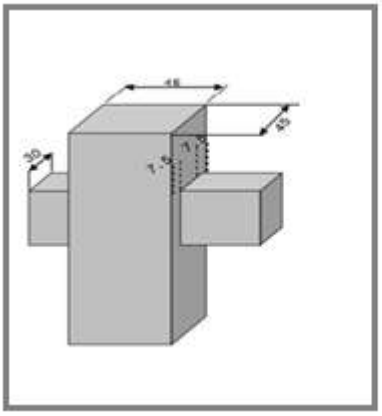


Figure II.11: Les poutres principales

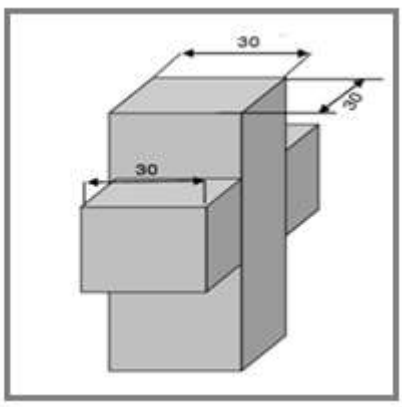


Figure II.10 : Les poutres secondaires

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : selon RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.7.1] ◄◄

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

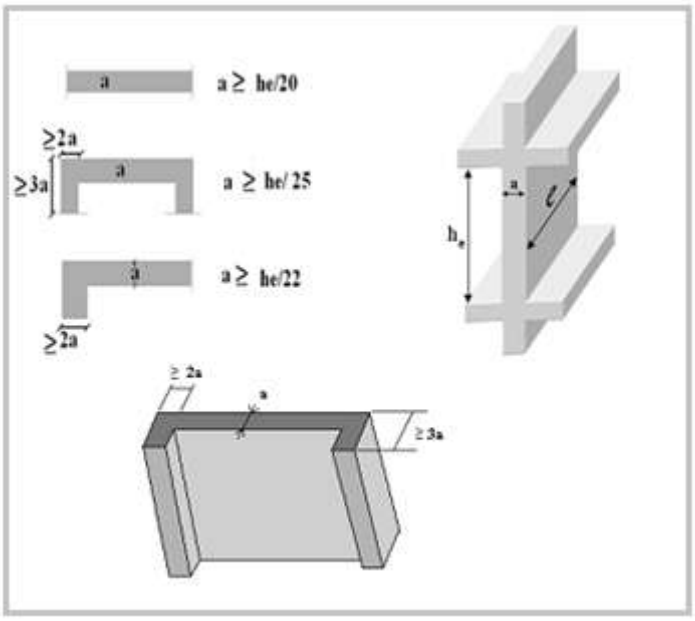


Figure II.12 : Coupe de voile en plan (gauche) en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.23-0.40=2.83m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)
  a ≥MAX(15 cm ; 11.32cm;12.86m;14.15cm)
  a ≥15 cm

On adopte la même épaisseur pour tous les voiles : *a =15 cm*

Remarque :

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

CHAPITRE III:

Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventement set à la stabilité de l'ensemble en général.
• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

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

III.2. CALCUL DE L'ACROTERE :

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

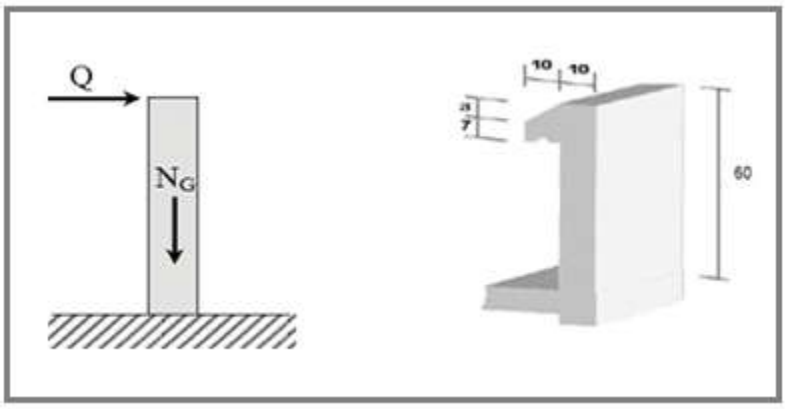


Figure III-1 : L'acrotère

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = 1.712
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.2.2. Calcul des efforts :

Tableau III-2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.311	G = 1.712
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

III.2.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III-3 : Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

III.2.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité :**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.311} \Rightarrow$ e0 = 38.94 cm

On a : e_0= 38.94 cm $> \frac{h}{2}$ - c = $\frac{10}{2}$ -2.5 = 2.5 cm

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

- **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

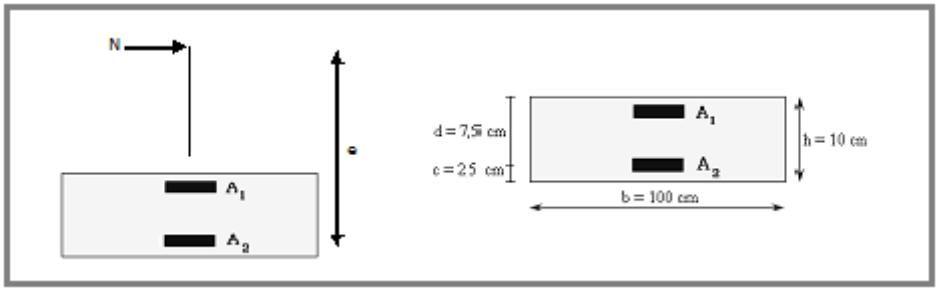


Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.414$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.958$kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion composée :

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370$ cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.303$ cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc : $\begin{cases} A = 0.303 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité: [2]**

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1$ cm²

Amin =1 cm²> A =0.302 cm² ⇒ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition :[2]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Espacement :[2]**

St=25 cm ≤Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép=20 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.2.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données :N_{ser} = 1.712kN
M_{ser} = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité :**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 35.05cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\, 2 = 4{,}927$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8516.25\ cm^4$.

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

Donc : $e_0 = 35{,}05cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :
$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"
tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -30.05cm < 0".

❖ **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2641.08 cm^2 \\ q = +51719.75 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $y_2^3 - 2641.08 y_2 + 51719.75 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 27.21 cm \end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

$\mathbf{y_1}$:distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} y_2 = 32.06 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\,N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,MPa ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 38.62\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

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

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

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

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme: (RPA.99 version 2003 : Art 6.2.3)

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$.

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712 = 1.369\,KN$$

$F_p = 1.369\,KN < T = 1.5\,KN$ …… (Condition vérifiée)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

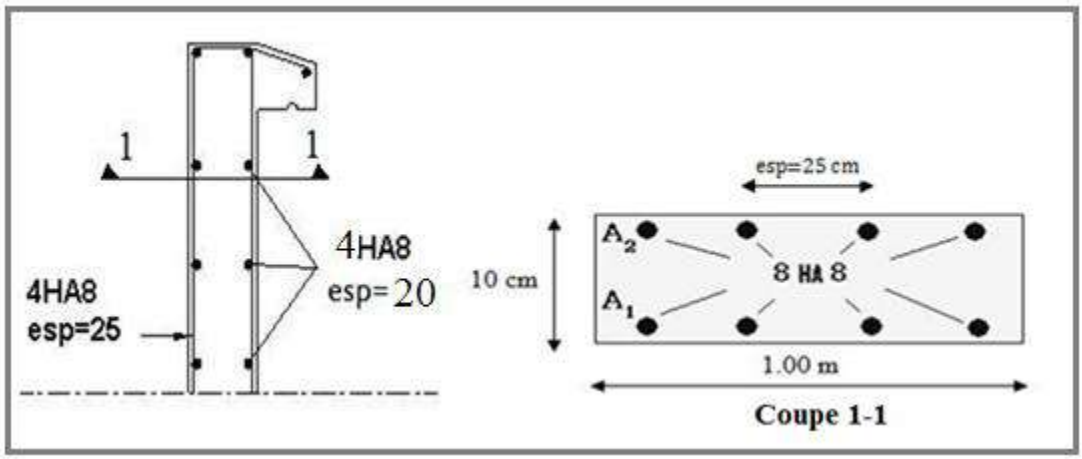


Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

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

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

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression : ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

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

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/ml$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/ml \textbf{ [1]}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

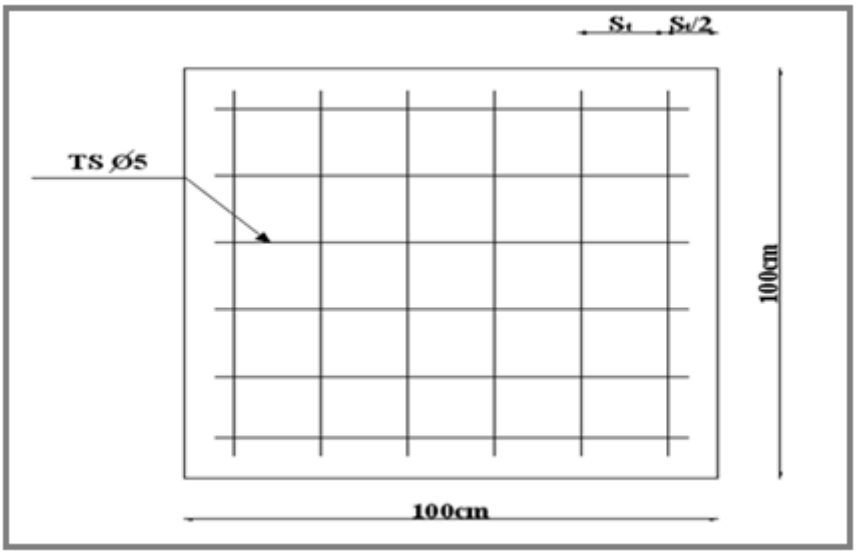


Figure III-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2. LES POUTRELLES :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.1. 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 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

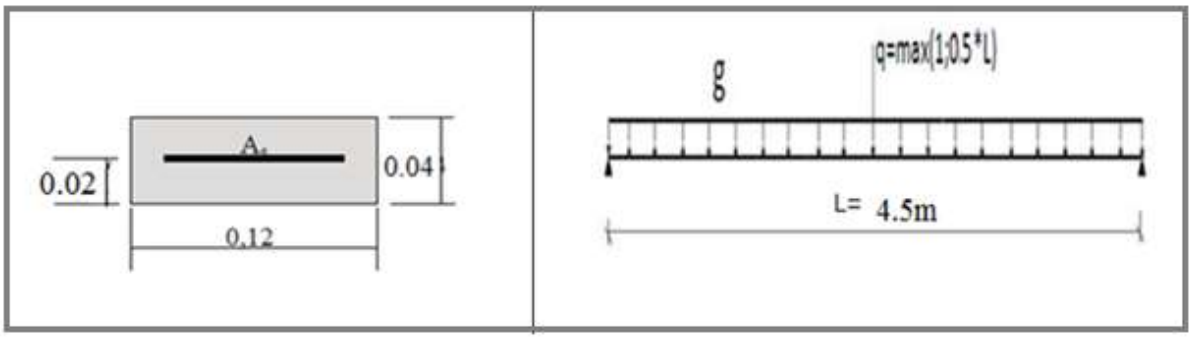


Figure III-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.50	2.125	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	
	P_u	4.23	

$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 4{,}23 \times 4500^4}{384 * 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 168.05\ mm$$

f = 168.05 mm >[f] = $\frac{4500}{500} = 9$mm C.N.V

Commentaire :

il est nécessaire de prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

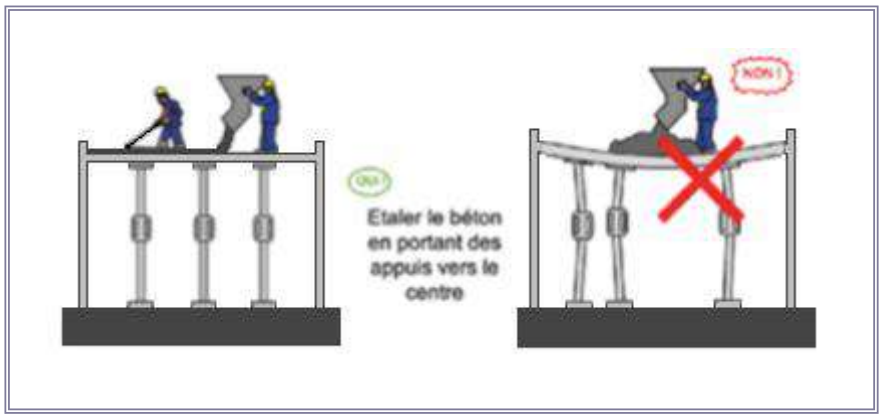


Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements.

❖ **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 a la première donc un pied

nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´a avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Charges permanentes :

La poutrelle est soumise à :

⇒**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = Max\begin{cases}1kN\\0.5\times 2.25 = 1.125kN\end{cases}$$

⇒ Q = 1.125 KN

❖ **Pour un seul étai au milieu :**

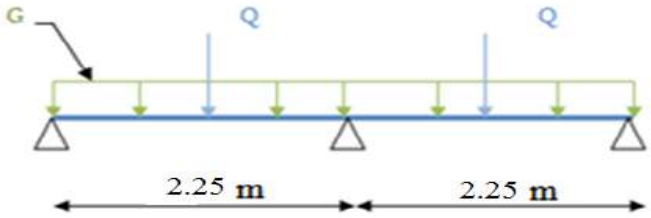


Figure.III.7. Travée avec un seul étai au milieu.

$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 2{,}73 \times 2250^4}{384 * 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 6.77mm$$

f =6.77mm > [f] = $\frac{2250}{500}$ =4.5mm C.N.V

❖ **Pour deux étais :**

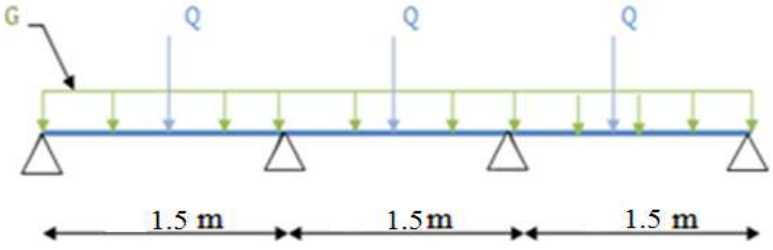


Figure.III.8. Travée avec deux étais espacés de 1,416 m.

G= 0.77 kN/ml

$$Q = \text{Max}\begin{cases}1kN \\ 0.5\times1.5 = 0.75kN\end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q = 1 KN

$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 2{,}54 \times 1500^4}{384 * 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} = 1.24mm$$

f =1.24 mm $<$ [f] = $\frac{1500}{500} = 3$ mm C. V

Résultats :

deux étaiements espacés de 1.5 m sont suffisent pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage et éviter la flèche des poutrelles en première étape.

III.3.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à une seule travée
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.

III.3.2.2.1. Méthodes de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivant

III.3.2.2.1. a. La méthode forfaitaire :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases}2G \\ 5000N/mm^2\end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

❖ **Exposé de la méthode :[2]**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}:$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée. M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche. M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique$= \frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Tableau III.6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.19*0.65=4.023	1*0.65=0.650	6.406	4.673
Courant	6*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

III.3.2.2.1.b. Méthode de CAQUOT :

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT comme le résume le tableau suivant :

Tableau III-7 : Méthode de CAQUOT

Moment isostatique Mo		$ql^2/8$
Moment en travée Mt		$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2)+(M_e-M_w/l)$
	Te	$(ql/2)-(M_e-M_w/l)$

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.2.2.1.c. Sollicitations de calcul :

On a trois types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.38\,kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8<L_i/L_{i+1}<1.25$.

- La fissuration est peu nuisible

a) Calcul des sollicitations :

❖ **Plancher terrasse :**

G = 6.19x0.65=4.02kN/ml,
Q = 1x0.65=0.65 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.41 kN/ml
P_s = (G+Q) = 4.67 kN/ml

❖ **Plancher courant :**

G = 6.00x0.65=3.90kN/ml,
Q = 1.5x0.65=0.975 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.73 kN/ml
P_s = (G+Q) = 4.88 kN/ml

Poutrelles à une seule travée :

Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

M_t=0,85 M

M_a=M_b=-0,5 M



Figure.III.9. Poutrelles à une seule travée

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à un seul travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	16.43	13.96	3.28	3.23	14.87	-14.87

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à un seul travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	11.90	10.11	5.95	5.95	10.77	-10.77

Représentation des sollicitations :

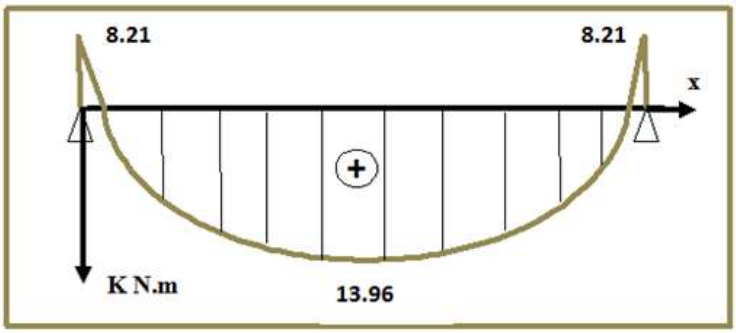


Figure.III.10. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

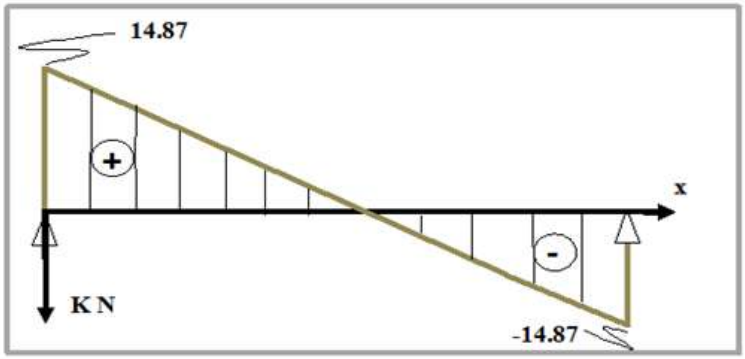


Figure.III.11. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

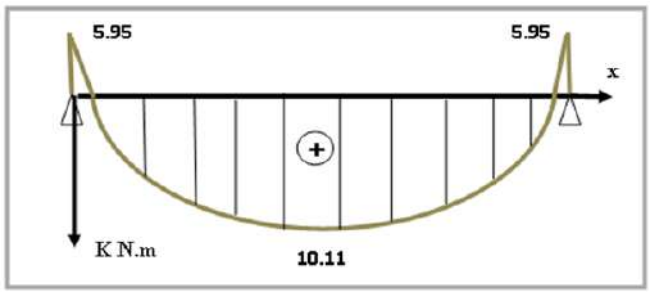


Figure.III.12. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

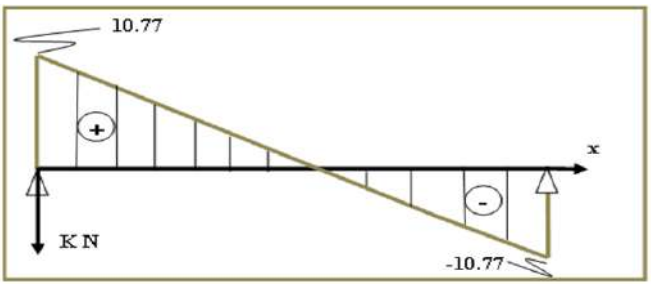


Figure III.13. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

Poutrelle à deux travées Type 1 :



- $0.8<L_{AB}/L_{BC}<1.25 \Rightarrow 0.8<1.55<1.25$, CNV

  On utilise alors la méthode de CAQUOT

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KN m)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	19.37	12.6	-3.87	14.83	13.96	-19.24
B-C	8.08	2.24	-14.83	1.616	15.21	-5.64

Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	14.04	9.18	-2.808	10.75	9.46	-13.94
B-C	5.85	1.71	-10.75	1.17	11.02	-4.04

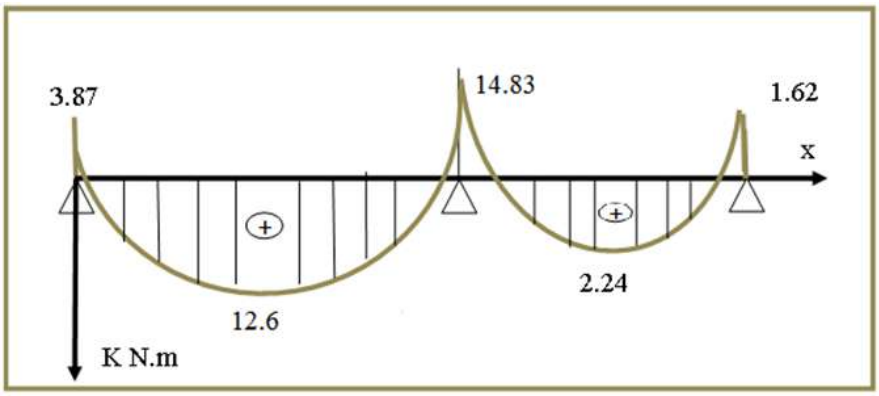


Figure.III.14. Diagrammes du moment fléchissant à

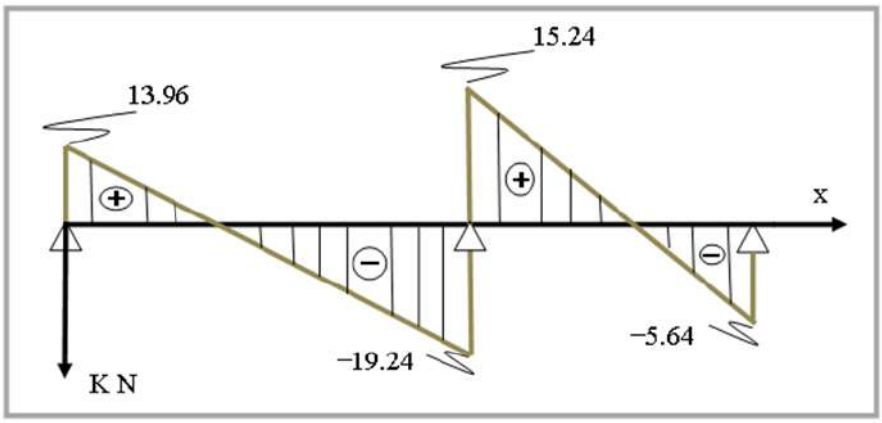


Figure III.15 :Diagrammes des efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)

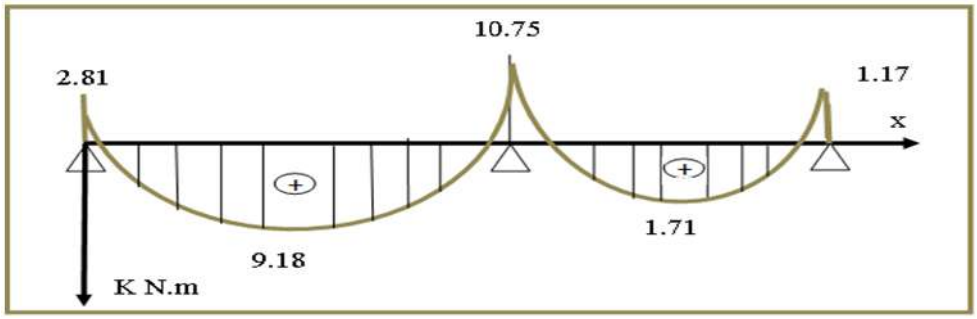


Figure.III.16. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

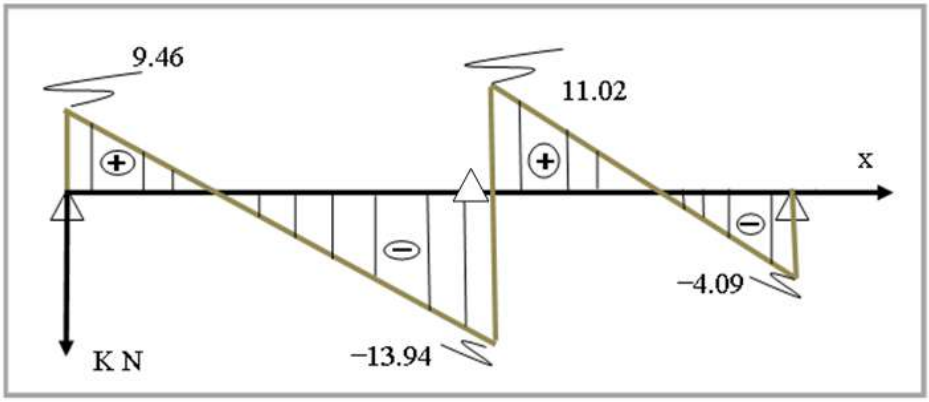
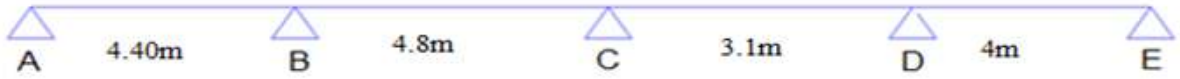


Figure.III.17. Diagrammes de l'effort tranchant à l'E.L.S

Poutrelles à quatre travées :



Pour ce type de poutrelle la méthode forfaitaire n'est pas applicable car le rapport L_i/L_{i+1}n'est pas compris entre 0.8 et 1.25. On utilise donc la méthode de Caquot.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

TRAVE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KN m)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	16.28	9.4	-3.26	-15.64	11.25	-18.35
B-C	19.37	7.35	-15.64	-8.4	17.65	-14.64
C-D	8.08	-1.5	-8.4	-9.23	10.16	-10.69
D-E	13.45	9.22	-9.23	-2.69	15.76	-11.15

Tableau III-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

TRAVE	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.8	6.81	-2.36	-11.33	8.15	- 13.30
B-C	14.04	5.33	-11.33	-6.09	12.79	-10.61
C-D	5.85	-0.53	-6.09	-6.69	7.36	-7.75
D-E	9.75	6.68	-6.69	-1.95	11.42	-8.08

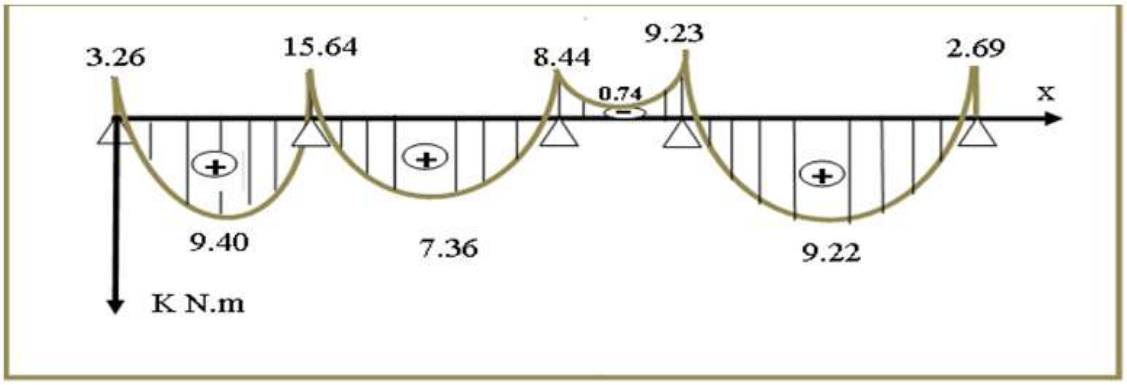


Figure.III.18. Diagrammes du moment fléchissant à quatre travées à l'E.L.U

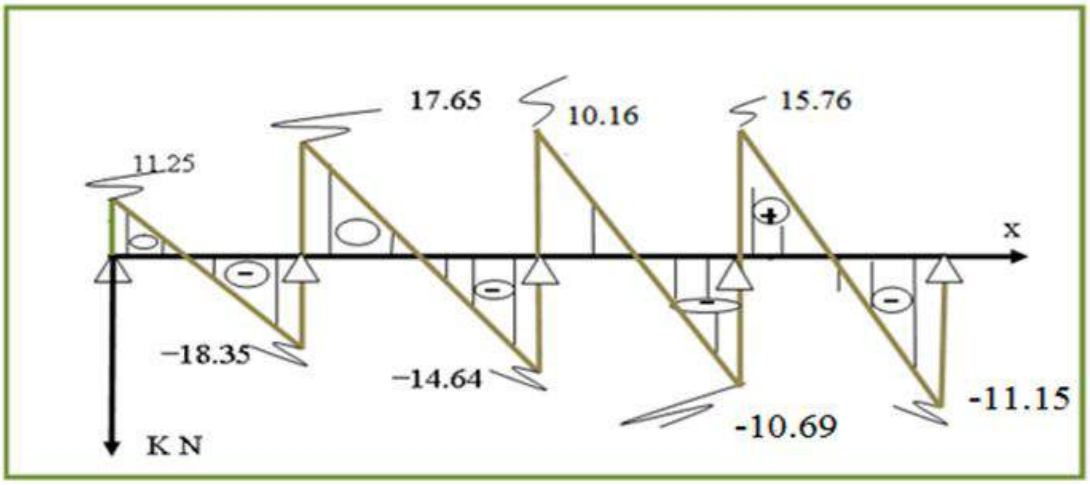


Figure III-19- : diagrammes des efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

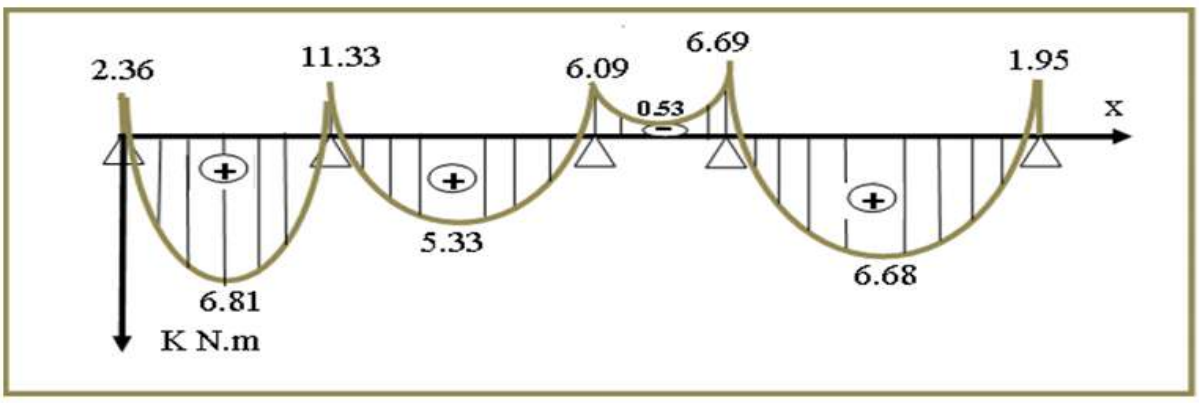


Figure .III-20- Diagrammes du moment fléchissant à quatre travées à l'E.L.S

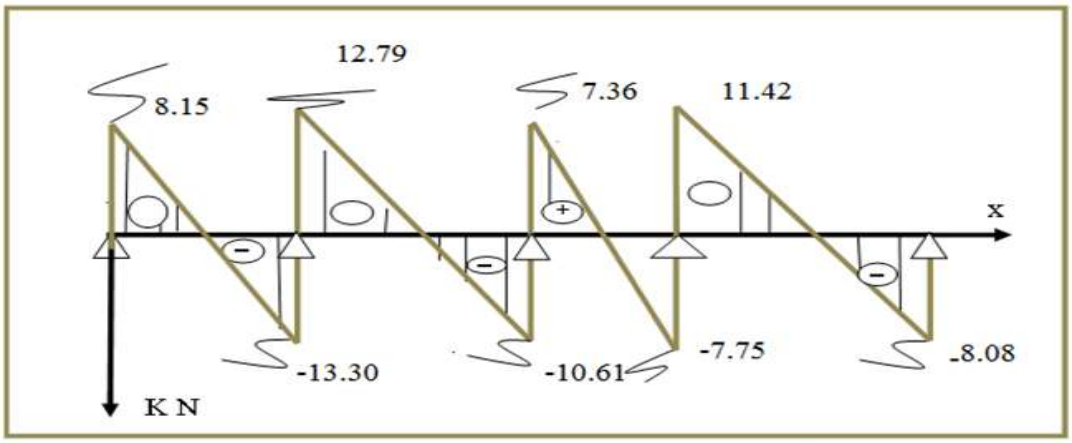


Figure .III-21- Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

III.3.2.2.2. Récapitulations :

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

Tableau -III.14- : Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu max (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	14.83	13.96	19.24	10.75	10.11
référence	Poutrelle à 2travées,	Poutrelle à un seul travées.	Poutrelle à2 travées,	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à un seul travées,

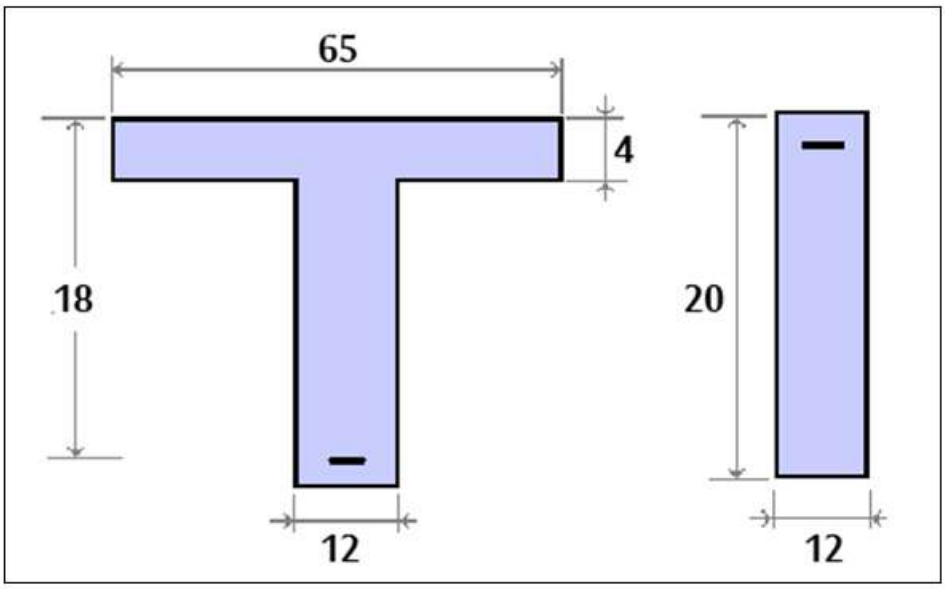


Figure III-22- : les sections considérées pour le calcul du ferraillage.

III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-15- : Calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	13.96	14.83
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0>M_u\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire	(b*h)=12*20
	μ	0.046	0.268
	μ_l	0.392	
	$\mu<\mu_l$	c.v	c.v
	β	0.976	0.841
	A (cm²)	2.28	2.81
	Le choix	3HA10=2.36 cm²	2HA14=3.08 cm²
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	C.V	C.V
Vérification à l'ELS	M_{ser} (kN.m)	10.11	10.75
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm) **$y^2/2+15Ay-15Ad$**	3.916	8.536
	I_G (cm^4) **$b/y^3/3+15A(d-y)^2$**	8323.04	6625.85
	K (N/mm^3) $K=M_{ser}/IG$	0.121	0.162
	$\sigma b = K*y_1$ (Mpa)	0.474	1.385
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	C.V	C.V

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

Tableau III.16. : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA14

❖ **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

Espacement S_t:

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (16.2 ; 40\ cm)$$

Donc : St=15cm ;

Diamètre des armature transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71 ; 10 ; 12\}\ (mm)$$

Soit donc : $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.19 cm² et n_t=2 ➔ $A_t=a_t n_t$=0.38 cm².

Tableau III-17- : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ5	15cm

III.3.2.2.4. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{19.24*10^3}{120*180}=0.89\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\ \text{Mpa}$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{38 \times 400}{120 \times 150} = 0.84\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.0009 \ \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau III-18- : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 /4.8 = 0.042 Mt/(15Mo)=12.6/(15*19.37)=0.043	ρ=A/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.011 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche :

L=4.8 m

4.8 m <5 m⇒$\bar{f}$ = L/500= 480/500=0.96cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 15452.05\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 4/20=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 4.875 * 10^3 * 4.8^4}{384 * 32164.2 * 10^6 * 15452.05 * 10^{-8}} = 0.0067m$$

$f = 0.67\ cm < \bar{f} = 0.96\ cm \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

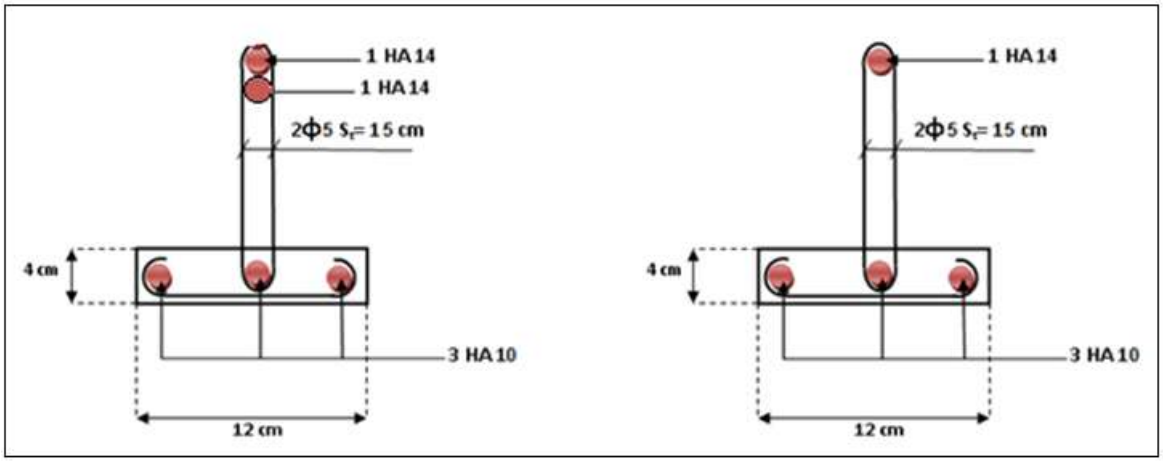


Figure III-24- : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. LES DALLES PLEINES :

III.3.1. Définition :

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

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.3.2. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.3. Principe de calcul :

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

a) travail externe :

Il est en fonction de la charge, des dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

P : Charge totale $T_{ext} = P.\ f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

S : Surface de répartition de la charge f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est en fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

- **1er type de la dalle pleine (rectangulaire) :**

III.3.4. Position des lignes de rupture :

III.3.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :

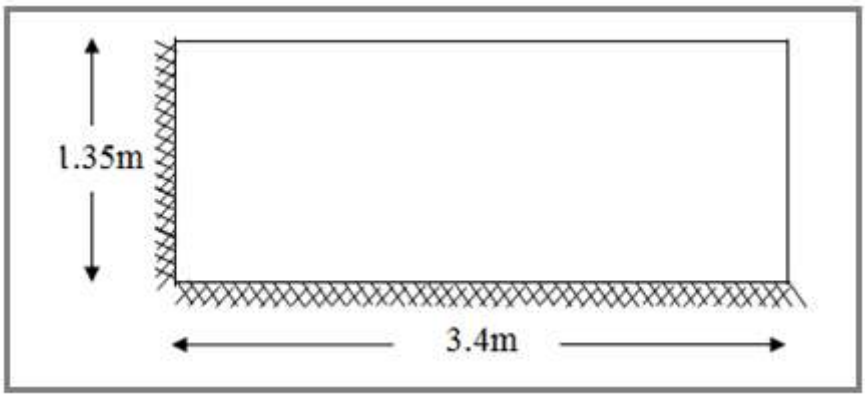


Figure III- :25 dalle reposant sur deux appuis

❖ **a)Travail externe T_{ext} =q.s.f**

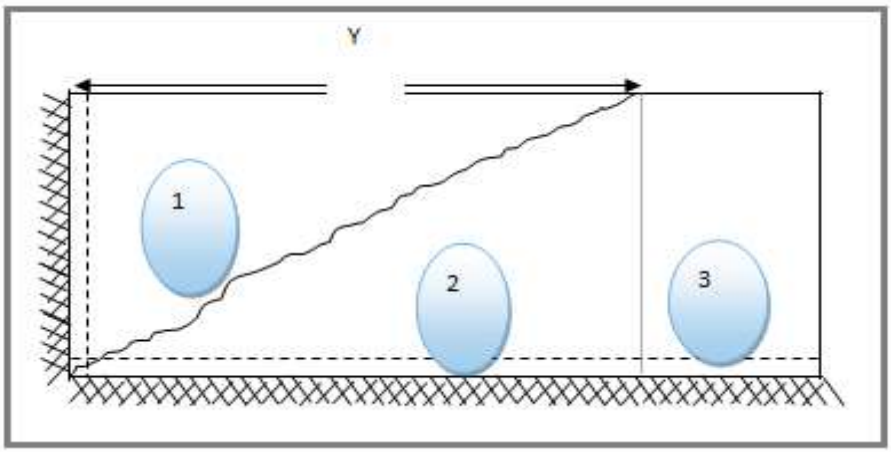


Figure III- 26. : Représentation de lignes de rupture

Tableau III-19: Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	1.35* y/2	f/3	**0.225.y.f.q_u**
2	1.35* y/2	f/3	**0.225.y.f.q_u**
3	1.35 (3.4- y)	f/2	**(2.3-0.67y).f.q_u**
		Σ	**f.q_u. (2.3-0.22y)**

❖ **<u>b) Travail interne: T_{int}= M.l.θ :</u>**

Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

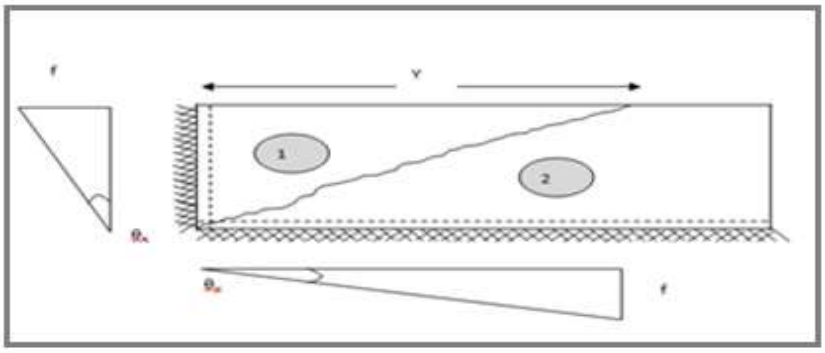


Figure ***III-27 :*** Représentation de la flèche

Tableau III-20 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.35	f/y	**1,35.M.f/y**
	-	0.5M	1.47	f/y	**0.67.M.f/y**
2	+	M	Y	f/1.47	**f.M.y/1.35**
	-	0.5M	Y	f/1.47	**0.37.M.f.y**
				Σ	**M.f.(2.02/y+1.11y)**

❖ **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne**: (ΣText= ΣTint)**

$f.q_u.(3.175-0,24y) = M.f.(2.2/y+1,02y)$

$$M = qu\frac{(2.3-0.22y)}{(2.02/y+1,11y)}$$

$$\frac{dP}{dy} = \frac{-4.65}{y^2}+\frac{0.88}{y}+2.55 \quad ; \quad y = 0.12\ m$$

Donc :

$$P_u = 7.47\ M_u \longrightarrow M_u = \frac{P_u}{7.47}$$

$$P_{ser} = 7.47 M_{ser} \longrightarrow M_{ser} = \frac{P_{ser}}{7.47}$$

$q_u = 1,35.(7.14)+1,5.(3.5) = 14.89kN \longrightarrow M_u = 2kN.m$

$q_s = 7.14+3.5 = 10.64\ kN \longrightarrow M_s = 1.42\ kN.m$

❖ **Moment en travée suivant 1 seul axe :**

$M_t = M = 2\ kN.m$

❖ **Moment aux appuis:**

$M_a = 0.5M = 1\ kN.m$

III.6.4.1.1. Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.(la fissuration est préjudiciable).

$Øp \leq h/10 = 15/10 = 1.5\ cm$

On adopte alors $Ø_x = Ø_y = 10$ mm, e =2cm

$d_x = h - e - Ø/2$

Hauteurs utiles : $\begin{cases} d_x = 15 - 2 - \frac{1}{2} = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2MPa	$d_{x=}$ 12.5cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	$d_{y=}$ 11.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s= 348 MPa

$\rho = {}^{2}\frac{lx}{ly} = \frac{1.35}{3.4} = 0.39 < 0.4$ donc la dalle travaille suivant 1 seul direction.

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s . d . \beta .}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau ***III 21:*** Calcul des sections d'acier de la dalle

	M_u (kN.m)	μ	β	A(cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}	A_{final} (cm²)
En travée	2	0.0083	0.996	0.44	1.5	4HA10	**3.14**
En appuis	1	0.004	0.998	0.22	1.5	4HA10	3.14

- **d) les vérifications nécessaires**
- **Vérification de l'espacement**

$S_{T1} \leq Min\begin{cases} 3h = 45 \text{ cm} \\ 33\text{cm} \end{cases}$ soit $\begin{cases} S_{T1} = 25 \text{ cm} \\ S_{T2} = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Don en adopte e=15cm.

❖ **Vérification de l'ELS :**

Tableau **III 22 :** vérification a ELS

	Suivant X	
	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	1.42	0.71
σb_{adm}(MPa)	15	
y_1 (cm)	2.99	2.99
I_G (cm^4)	2518.95	2518.95
K (N/cm^3)	0.056	0.028
σb (MPa)	1.67	0.83
$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**C.V**	
σs (MPa)	242.25	114
σs_{adm}(MPa)	400	
$\sigma s \leq \sigma s_{adm}$	**C.V**	

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

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

Tableau **III-23**: vérification de l'effort tranchant

	Suivant X
V(kN)	$\frac{p * l_x}{2 * l_x} = \frac{14.89 * 1.35}{2 * 1.35} = 7.44$
$\tau_{u(MPa)}$	$\frac{7.44 * 1000}{1000 * 125} = 0.059$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	**C.V**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la flèche préliminaire**

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

$M_0=P*Lx^2/8=4.58$ (kN.m)

Tableau **III-24.** Vérification de flèche de la dalle pleine

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 1 = 0.15 Mt/(20 Mo)=1.42/(20*4.58)=0.0155	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*12.5)=0.0025 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
C.V	**C.V**

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

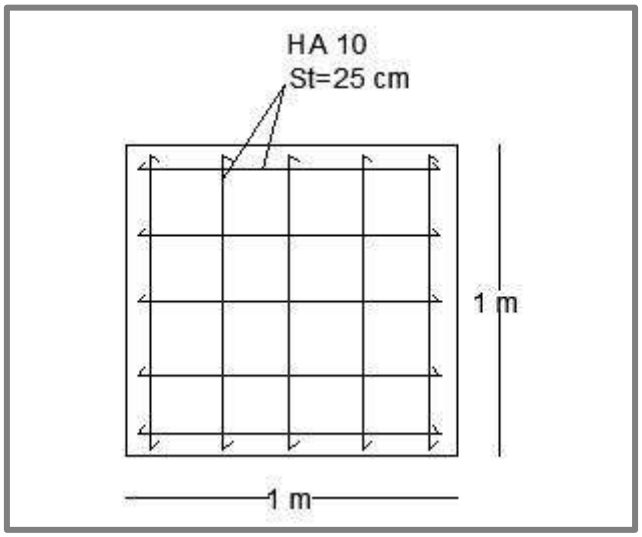


Figure III-28:ferraillage de la dalle pleine

III.4.4. Position des lignes de rupture:

III.4.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :

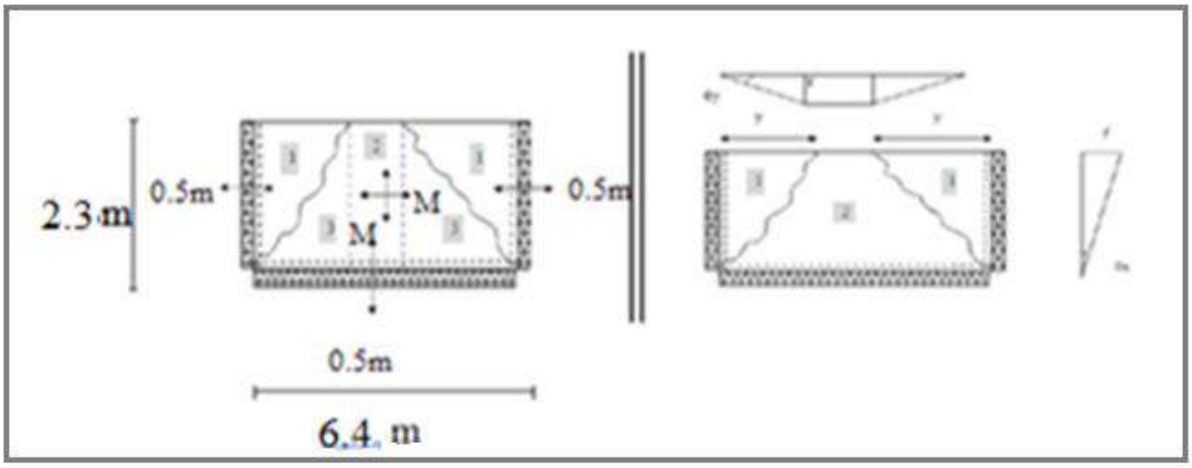


Figure III.29. Les différentes étapes de calcul sur la dalle

- **1ère type de la dalle pleine (rectangulaire) :**

Lx = 2.3m ; ly = 6.4m

$\frac{lx}{ly} = \frac{2.3}{6.4} = 0.36 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul direction.

- **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

- **a. travaille externe :**

E.L.U :

Tableau III.25.les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	Pu*2.3*y/2	f/3	$P_u f(0.38y)$
2	Pu2.3(6.4-2y)	f/2	$p_u*2.3*(6.4-2y)f/2$
		$\sum 4Text1 + TExt2$	$p_u(7.36-0.77y)f$

Tableau III.26. les valeurs du travail interne.

éléments	moment de rupture M	longueur L	rotation θ	**travail interne = M.L.θ**
1	M	2.3	f/y	**0.8 M* f/y**
	0.5M	2.3	f/y	**0.4 M* f/y**
2	M	2y	F/2.3	**0.87M*f *y**
	0.5M	6.4	f/2.3	**2.78M*f**
			$\sum Tint$	$\left(\frac{1.2}{y} + 2.5y + 6.187\right) Mf$

Tableau **III.27 .**Les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	**P (kN/m)**
ELU	7.14	3.5	**14.89**
ELS			**10.64**

$T_{ext}(1) = P_u L_x \frac{y}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext}(2) = P_u L_x (L_y - 2y) \frac{f}{2}$

Donc:

$T_{ext} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = 4T_{ext}(1) + T_{ext}(2) = P_u L_x f \left[\frac{2 \times y}{3} + \frac{(Ly - 2y)}{2} \right]$

D'où :

$T_{ext} = P_u f [7.36 - 0.77y]$

❖ **b. Travail interne :**

$T_{int}(1) = ML_x\frac{f}{y} + 0.5ML_x\frac{f}{y} = 1.5\ ML_x\frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = M2y\frac{f}{L_x} + ML_y\frac{f}{L_x}$

Donc:

$T_{int} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = Mf\ [1.5\ \frac{L_x}{y} + \frac{2y}{L_x} + \frac{L_y}{L_x}\ ]$

D'où :

$$\mathbf{T_{int} = Mf\ [\frac{3.45}{y} + 0.87y + 2.78]}$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum T_{int} = \sum T_{ext}$

On obtient :$M = [7.36 - 0.77y]\ P_u / [\ \frac{3.45}{y} + 0.87y + 2.78]$

$$\mathbf{P_u = M\ [\ \frac{3.45}{y} + 0.87y + 2.78]/[7.36 - 0.77y]}$$

$$\frac{dP}{dy} = \frac{-25.39}{y^2} + \frac{5.32}{y} + 8.54$$

$P_u = 1.028\ M_u \longrightarrow M_u = \frac{P_u}{5.32}$

$P_{ser} = 1.028 M_{ser} \longrightarrow M_{ser} = \frac{P\ ser}{5.32}$

Alors :

Après le calcul on trouve : Y =1.44 m

M_u = 14.48KN.m

M_{ser} = 10.35KN.m

❖ **III.4. 3 .1Calcul du ferraillage à l'ELU :**

Le moment en travée suivant les deux sens :

$M_{tx\ u} = \frac{plx2}{10} = 0.80M_0 = 7.88$KN.m

Moment isostatique : ($M_0 = \frac{plx2}{8} = 9.85$)

❖ **Le moment on appuis :**

$M_{axu}= M_{ayu} = 0.5\ M_0 = 4.92KN.m$
Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.
Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \text{ ; } A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ ;}$$

❖ **Condition d'espacement :**

En travée : St $= \frac{100}{4} = 25cm \leq \overline{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm
En appuis : St $= \frac{100}{4} = 25cm \leq \overline{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau III.28 : Ferraillage de la dalle pleine.

Position	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	x	7.88	0.032	0.984	1.50	1.77	4HA10=3.14	25
Appuis	x	4.92	0.020	0.990	1.50	1.098	4HA10=3.14	25

III.4. 4.3. Vérification à l'ELS :

Moment isostatique : ($M_0 = \frac{plx2}{8} = 7.03$)

$Mtx_{ser} = 5.63KN.m$
$Max_{ser} = May_{ser} = 3.52KN.m$

$$M_{t+} \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2Mt_x \Longrightarrow \quad 7.88 + \frac{4.92+4.92}{2} = 9.15 \geq 1.2 \times 5.63 = 6.76 \ldots..c.v$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

❖ **Détermination de la valeur de(y) :**

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

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Tableau III.29. Vérification a l'ELS

M_{ser} (kN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
7.03	3.06	5608.736	0.036	1.10	15	Oui

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

Tableau III-**30 :** Vérification au cisaillement

	Suivant x
V	$Vx = \frac{p \times l_x}{2} = \frac{14.89 \times 2.30}{2} = 17.12$ KN
τu	$\tau u = \frac{v_x}{bd} = \frac{11.26 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13$ Mpa
	$\overline{\tau} = 0.07 fc28/\gamma b = 1.16$Mpa
$\tau u \leq \overline{\tau}$	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.

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.15 > 0.028$
2eme conditon	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.0024 < 0.005$
vérification	oui

III.5. LES ESCALIERS :

III.5.1. Introduction :

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

III.5.2. Définition des éléments d'un escalier :

La volée : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier :C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La marche : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

La foulée : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

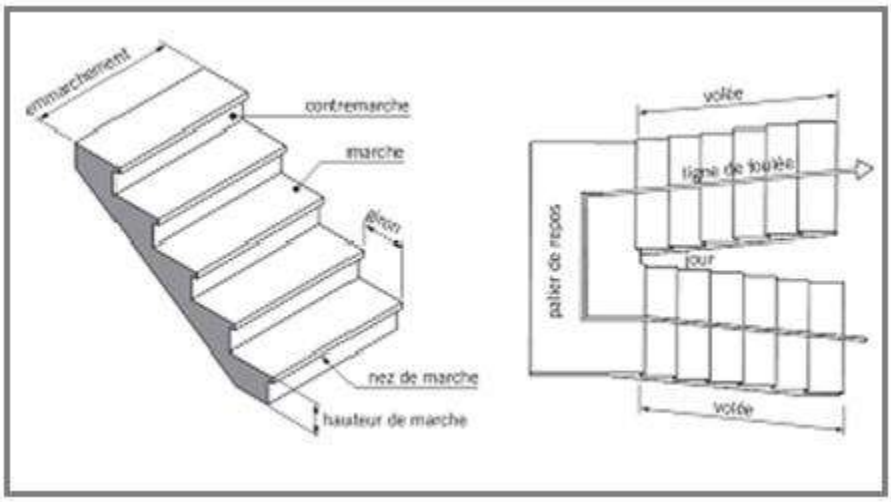


Figure III-30 : Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

❖ III.5.3. Escalier à trois volées

❖ III.5.3.1. première volée :

III. 5.3.1.1. Pré dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.87m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

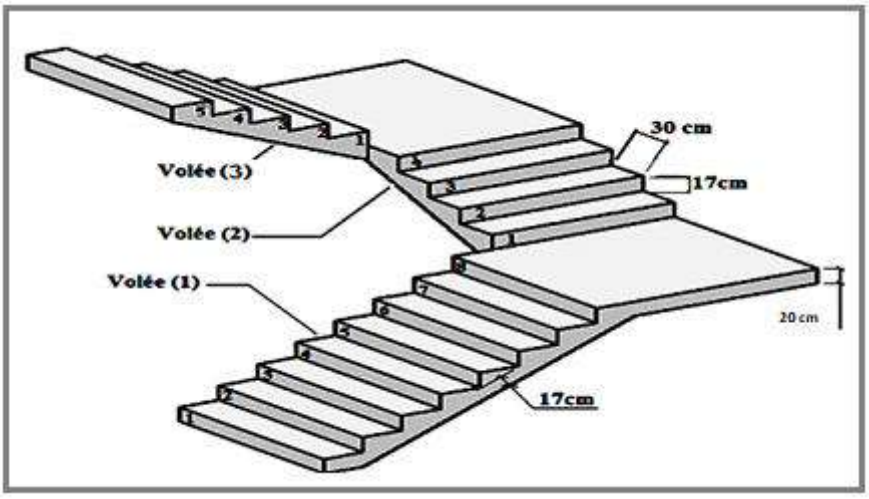


Figure III-31. : Dimensions de l'escalier

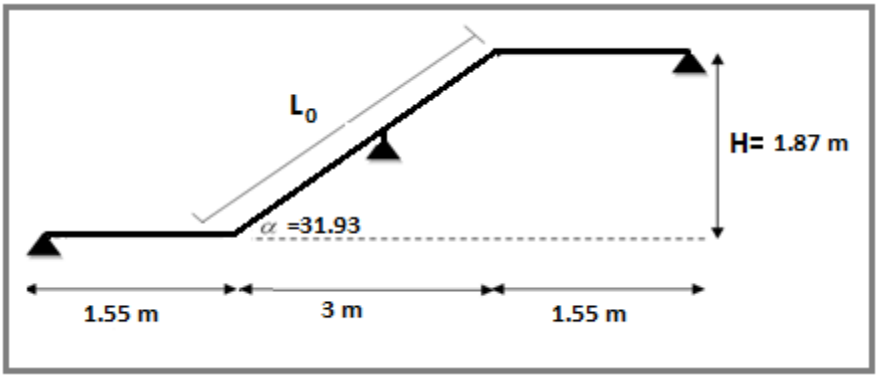


Figure III-32 : schéma statique d'un escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

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

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier :**

tg α = H / L = 0.935/1.5 = 0.623

Donc : α =31.93°

$L_0 = \sqrt{1.5^2 + 0.935^2} = 1..77m$

l =1.77+1.55

l=3.32m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 9.48 \le e \le 11.06$

On adopte : e = 15cm

III. 5.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

III. 5.3.1.2.a. Charges permanentes :

Tableau III-:31.Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	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 ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.49**

Tableau III-32: Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	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	4.41
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.27**

❖ **III .5.3.1.3.a. L'E.L.U :**

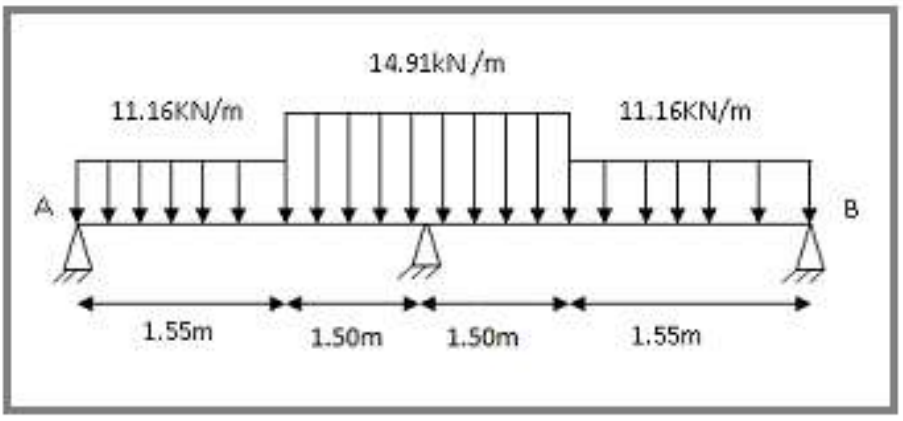


Figure III-33 : Schéma statique à l'E.L.U

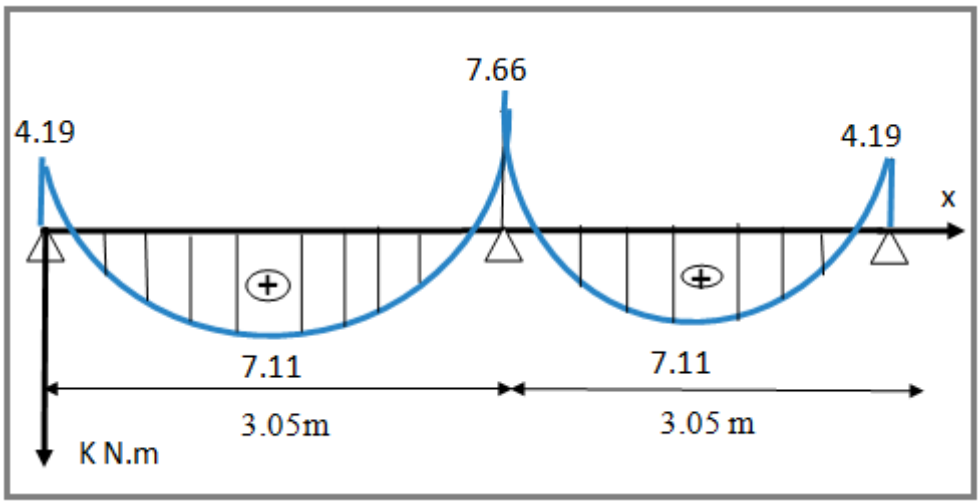


Figure. III.34 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU

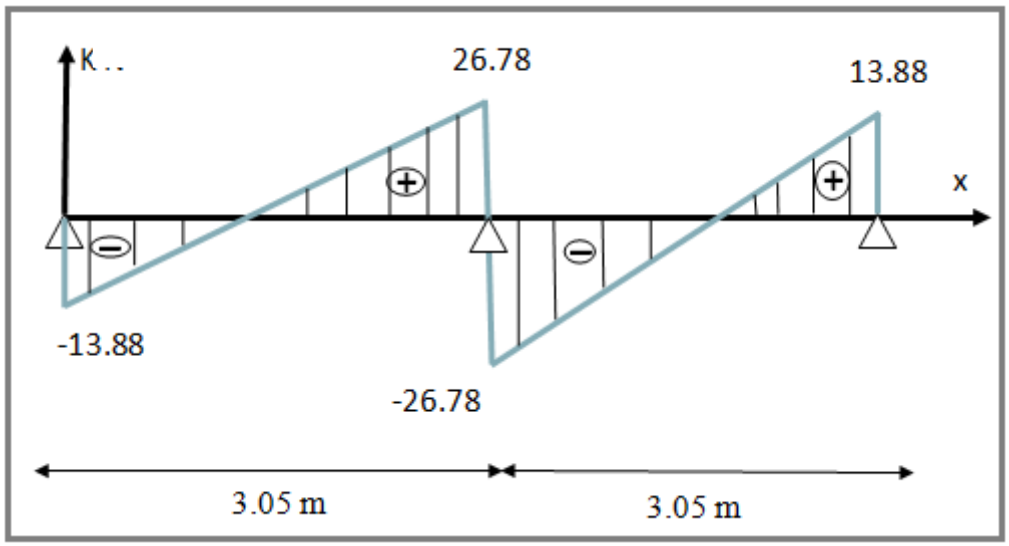


Figure.III.35. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

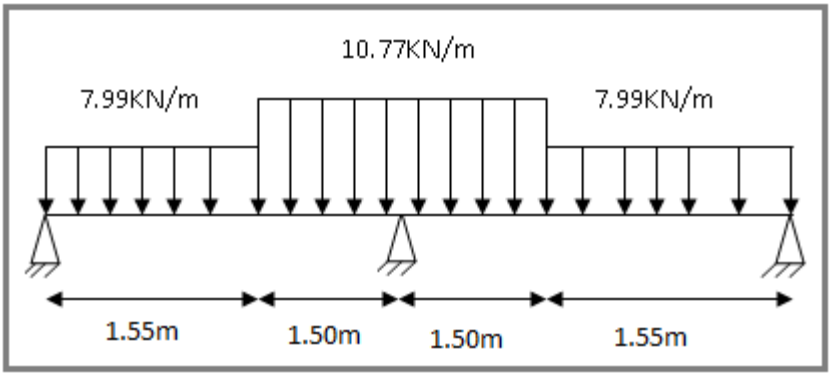


Figure III-36 : Schéma statique à l'E.L.S

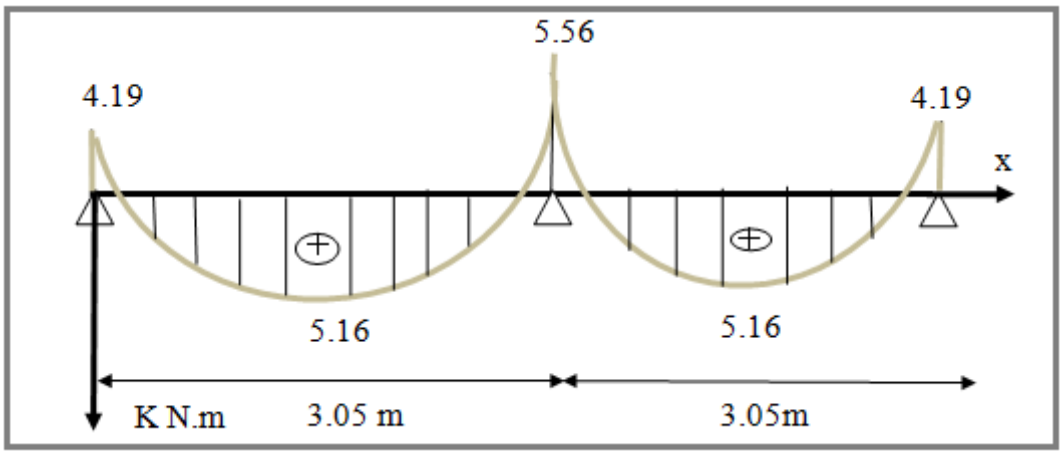


Figure. III.37: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

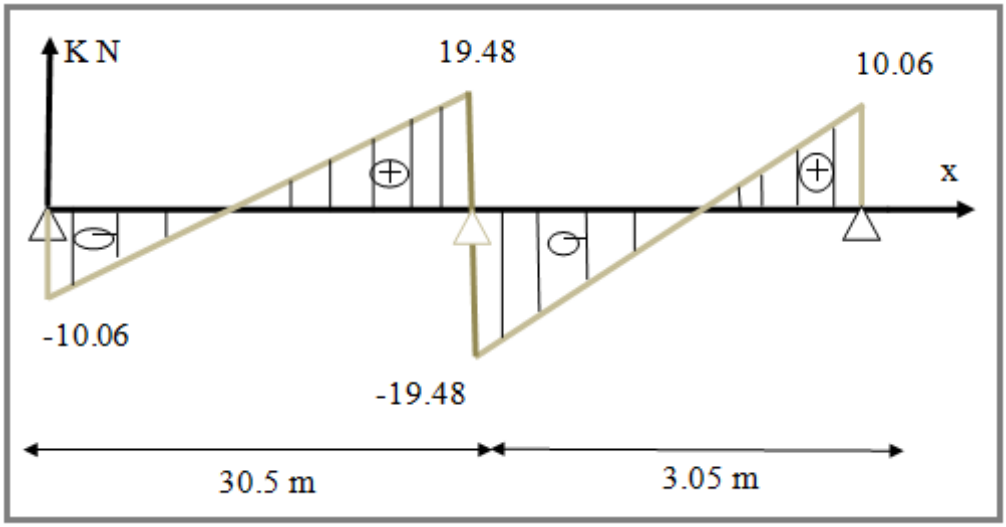


Figure. III.38: Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

III.5.3.1.2.b. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m

III.5.3.1.3. Détermination des efforts :

Al 'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5

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

Tableau III-33: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.27	2.5	14.91	10.77

III.5.3.2. Ferraillage des escaliers :

Tableau III-34: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h=15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-35 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	13.40	0.060	0.969	3.18	0.00	3HA12=3.39
En appuis	7.88	0.036	0.982	1.84	0.00	3HA10=2.35

III.5.3.3. Condition de non fragilité : [2]

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

En travées: $A = 3.18\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 2.35\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

III.5.3.4. Les armatures de répartition : [2]

Tableau III-.36 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85$	2 HA 10=1.57cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.59$	2HA10 = 1.57cm²

III.5.3.5. Vérification de l'espacement : [2]

Tableau III-37 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

St>St$_{min}$ ⟹ On adopte :St=20 cm; donc Ar =5HA10 = 3.93cm^2

St>St$_{min}$ ⟹ On adopte :St=20 cm; donc Al =5HA12 = 5.65cm^2(en travée).

St>St$_{min}$ ⟹ On adopte: St=20 cm; donc Al =5HA12 = 5.65cm^2(aux appuis)

III.5.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{20.90\times10^3}{1000\times125} = 0.1672\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.167\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

III.5.3.7. Vérification à l'E.L.S :

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

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,\text{MPa}$$

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

	En travées	En appuis
A (cm²)	4.52	4.52
M_{ser} (kN.m)	9.42	5.54
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.49$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.49$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=6920.96$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=6920.96$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4.75$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=2.79$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

III.5.3.8. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{332} = 0.045 \geq \frac{13.40}{20\times17.91} = 0.037$ (*c.v*)

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100\times12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

III.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.6.1.Pré dimensionnement :

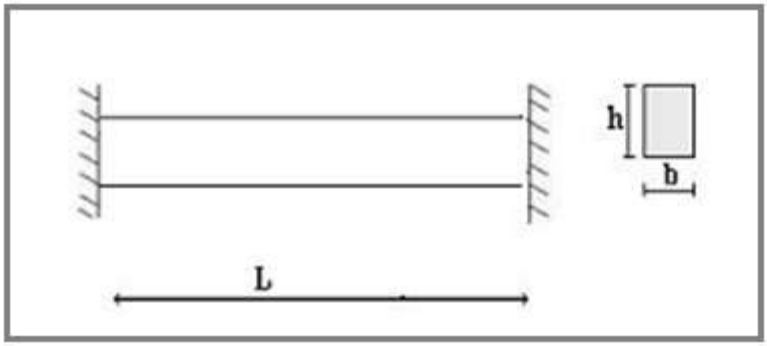


Figure III-39 : Dimensionnement de la poutre palière

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

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- $(L_{max})/15 \leq h \leq (L_{max})/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$

$b_{max} \leq 1.5+b1$

Tableau III-39 : pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 2.25 m ⇒15cm ≤ h ≤22.5cm on adopte h = **30**cm ⇒9cm ≤ b ≤21 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.133) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **30**cm ; b = **30** cm

III.6.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.30) \times 25 \rightarrow p_p = 2.25 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 23.51 KN$, $Rs = 17.21 KN$

P_u=1.35P_p+R_u ➔ **P_u = 26.55KN/m**

P_s = P_p+R_s ➔**P_s = 19.46 KN/m**

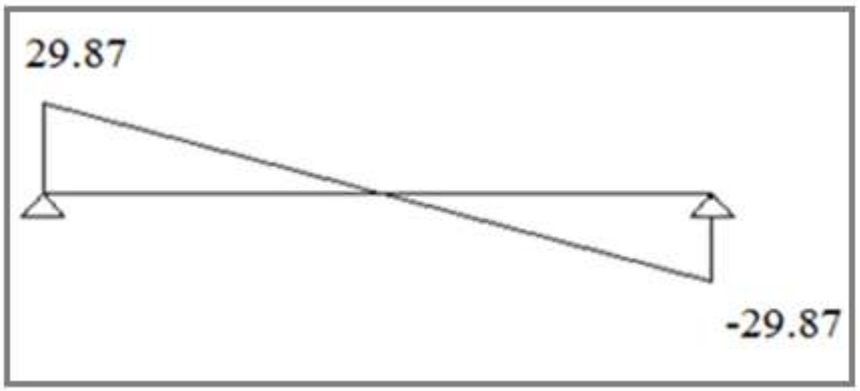
III.6.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

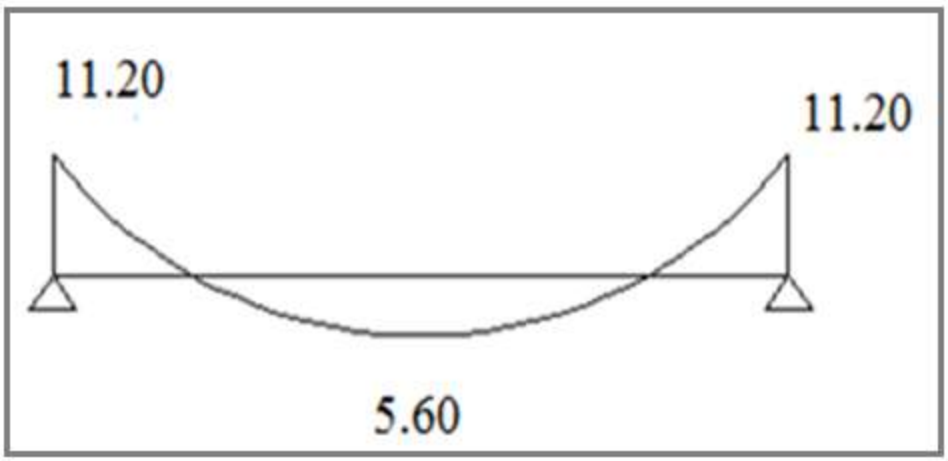
- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau III-40: Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	29.87	11.20	5.60
ELS	21.90	8.21	4.10

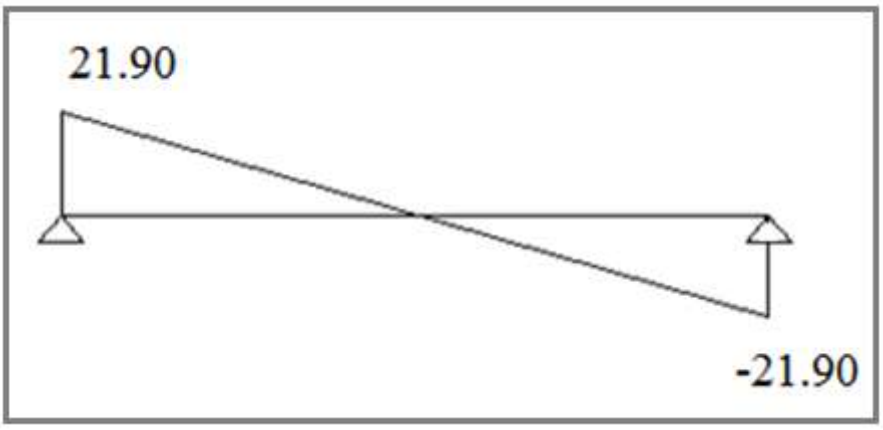


T(k N)

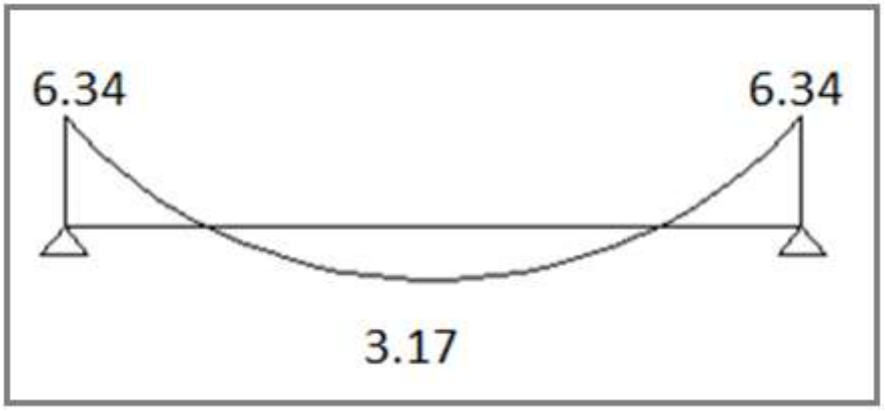


M(k N. m)

Figure III-40: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



T(kN)



M(k N. m)

Figure III-41: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.6.4. A. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III-41: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b =30cm	h= 30cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-42 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	5.60	0.0052	0.997	0.58	0.00	3HA12=3.39
En appuis	11.20	0.010	0.995	1.17	0.00	3HA12=3.39

$A_{min} = 0.5\%(bxh) = 4.5\ cm^2$ $A_{adopt}=6.78cm^2$

$A_{adopti} > A_{min}$. (c.v)

III.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{29.87\times10^3}{300*275} = 0.362MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.36\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad \text{(c.v)}$$

III.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton :

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

$$a = \text{Min}\ \left[b-c-2\,;0.9\ d\ \right] = \text{Min}\ \left[\ 25.5\ \text{cm}\ ;\ 24.75\ \text{cm}\ \right] = 24.75\,\text{cm}$$

$$V_u = 29.87\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times300\times247.5 = 495KN \quad \text{…..(c.v)}$$

III.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui :

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

$$\frac{2\times29.87\times10^3}{300\times247.5} = 0.80 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ …….(c.v)}$$

$$A = 3.39cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 24.84 \times 10^3}{400} = 0.71\,cm^2 \text{ …..(c.v)}$$

III.6.4.E. Armatures transversales :

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm\,;\ \varphi_l = 16\,mm; \frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.85\,cm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.56\,cm^2$$

Donc on adoptera : At = 2 T 8 = 1 cm².

III.6.4.E.1.Vérification du R.P.A 99 : [1]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,; 12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 7.5\,cm & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S}_t = 15\,cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

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

On a A_t= 1 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm². Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ **[1]**

Avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{247.5\times50}=0.016\geq\frac{1.15(0..31-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=-0.001\ldots(\text{c.v})$

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{247.5\times150}=0.005\geq\frac{1.15(0.31-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=-0.001\ldots(\text{c.v})$

❖ $A_t\geq A_{\min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$ **[1]**

Zone nodale: $A_t=2\,\text{cm}^2\geq A_{\min}=\frac{0.4\times300\times50}{400}=0.15\text{cm}^2\ldots(\text{c.v})$

Zone courante: $A_t=2\,\text{cm}^2\geq A_{\min}=\frac{0.4\times300\times150}{400}=0.45\,\text{cm}^2\ \ldots.(\text{c.v})$

III.6.4.F. Vérification à l'E.L.S :

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

$\overline{\sigma}_b=0.6.f_{c28}=0.6\times25=15\,\text{MPa}$

Tableau III-43 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	3.39	3.39
M_{ser} (kN.m)	4.10	8.21
Y (cm)	$15y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=8.02$	$15y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=8.02$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=23478.88$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=23478.88$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=1.40$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=2.80$
$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

III.6.4.G.Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau III-44 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 2.25 = 0.133 Mt/(10 Mo)=4.10/(10*3.73)=0.109	ρ=A/(bo*d)=3.39/(30*27.5)=0.0041 4.2/ fe = 3.39 / 400 = 0.0084
c.v	c.v

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

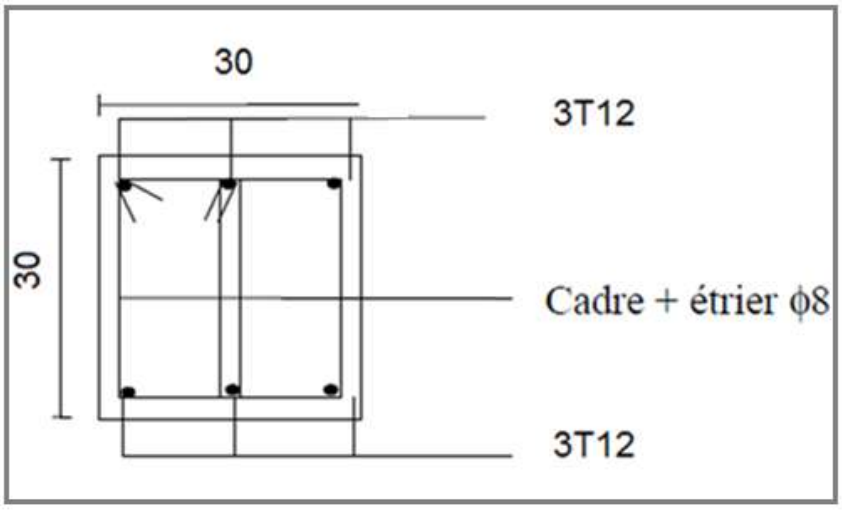


Figure III-42: ferraillage de la poutre palière

III.6.2.G. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.30) \times 25 \rightarrow p_p = 2.25 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 39.76 KN$, $Rs = 28.60 KN$

P_u=1.35P_p+R_u➔**P_u=42.797KN/m**

P_s = P_p+R_s➔**P_s = 30.85 KN/m**

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera

III.7. Calcul de la console sous paillasse :

en flexion simple.,on étude les efforts appliqué dans chaque console et on prend le cas plus sollicité pour ferrailler .

On donne une section préliminaire de (30*30) cm^2, et on calcul les sollicitations.

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:[1]**

b = 30 cm ≥ 20 cm. **(CV)**

h = 30 cm ≥ 30 cm. **(CV)**

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

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

Donc Pu=45.74KN/m

Pser=33.04KN/m

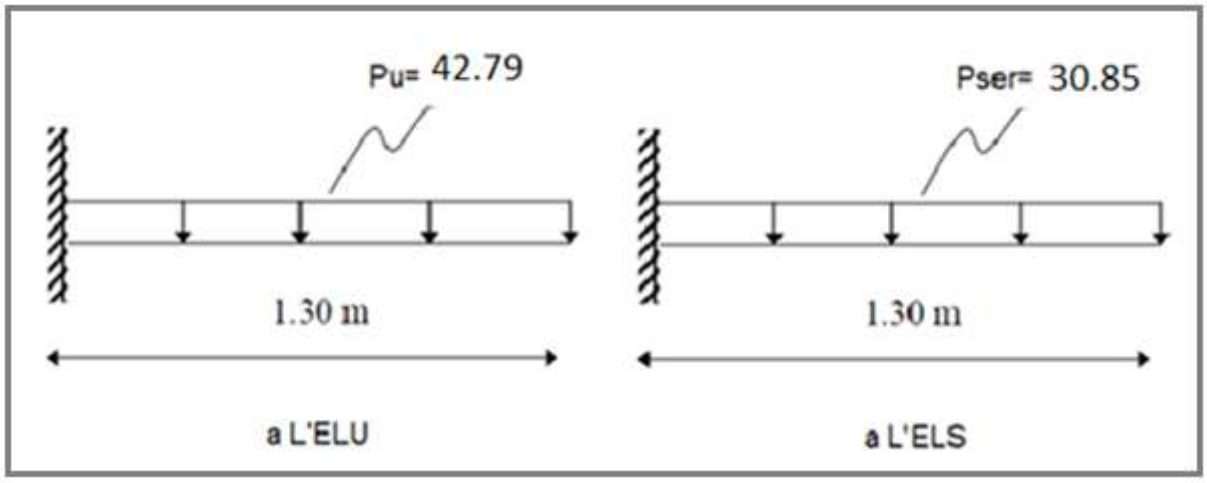


Figure III-43: Schéma statique de la console

❖ **Calcule des efforts:**

A l'E.L.U :

$M_u = \frac{P_{U\times}L^2}{2}$= 36.08 KN.m

❖ **A l'E.L.S :**

$M_{ser} = \frac{P_{ser\times}L^2}{2}$= 26.06KN.

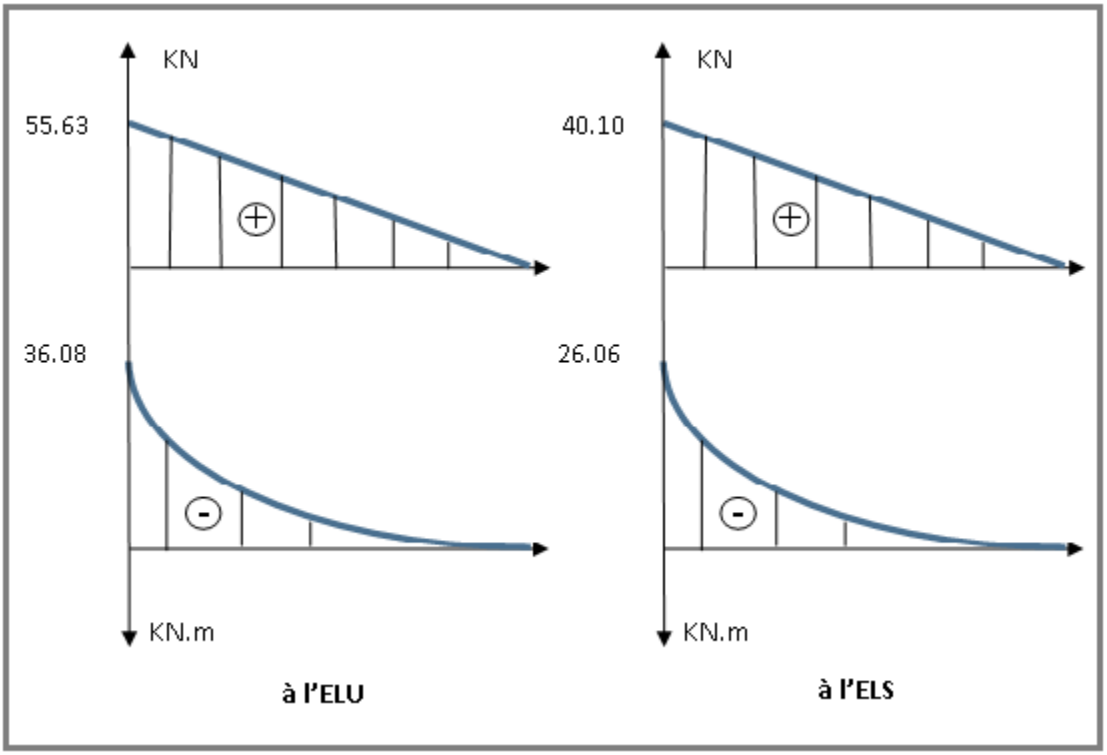


Figure III-44: Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS

❖ **Ferraillage :**

Béton: fc 28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σbc = 14.2 MPa ; ft 28 = 2.1 MPa
h = 30 cm; b = 30 cm; d = 2.5 cm.

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

Tableau III.45: Calcul des sections d'acier de la console

	Mu (KN.m)	μ	β	A	A'	Amin	Aadopt
A l'appui	36.08	0.033	0.984	3.83	0	4.5	6.79=6HA12

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

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

T_u = 55.63 kN

$\tau_\mu = T_u / b_0.d$=0.67MPa

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

❖ **Armatures transversales :**

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

S_t=15 cm.

$\Phi t \leq Min\left[h/35, \Phi l \leq ; b/10\right] = Min\left[8.57mm; 12mm; 30mm\right]$=8.75*mm*.

On prend :Φt =8 mm

$a_t = \pi \times \Phi t^2/4 = 0.5cm^2$ $A_t = a_t \times n_t$: n_t =4 donc : $A_t = 2cm^2$ avec : Fe=400MPa.

❖ **Vérification de la section minimale:**

$\frac{A_t}{b_0 S_t} Fe = 1.77MPa \geq 0.4MPa$(avec :$A_t$=4 Φ 8=2.01$cm^2$) (c.v).

$\frac{A_t}{b_0 S_t} = 0.00446 \geq \frac{\tau_u - 0.3.k.f_{tj}}{0.9\frac{fe}{\gamma s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = 1.147$ Ou :$\begin{cases} k = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases}$(c.v).

Zone nodal: $S_t \leq$ Min (h/4 ; 12 Φl)→S_t=10.00 cm.

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

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

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

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

V_u=55.63KN≤0.4×$\left(\frac{25}{1.5}\right)$×300×247.5=495KN (c.v).

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

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

$\frac{2\times 55.63\times 10^3}{300\times 247.5} = 1.50 < 0.8\frac{25}{1.15}$=**17.39 (**c.v).

Tableau III.46: Vérification à l'E.L.S

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I_G cm^4	σ_b MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	observation
26.06	6.79	5.60	50604.44	2.42	15	**(cv)**

Tableau III.47: Récapitulation des résultats de la flèche.

Mser(KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I0 (cm^4)	Ei(MPa)
26.06	0,0082	134.716	0.436	2.56	1.02	$3.0.10^4$	**32164,20**
Ev(MPa)	Ifi (cm^4)	Ifv (cm^4)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)	**Δf < fadm**
10721,39	**15610.17**	**22865.06**	**0.026**	**0.06**	**0.034**	**2.6**	**cv**

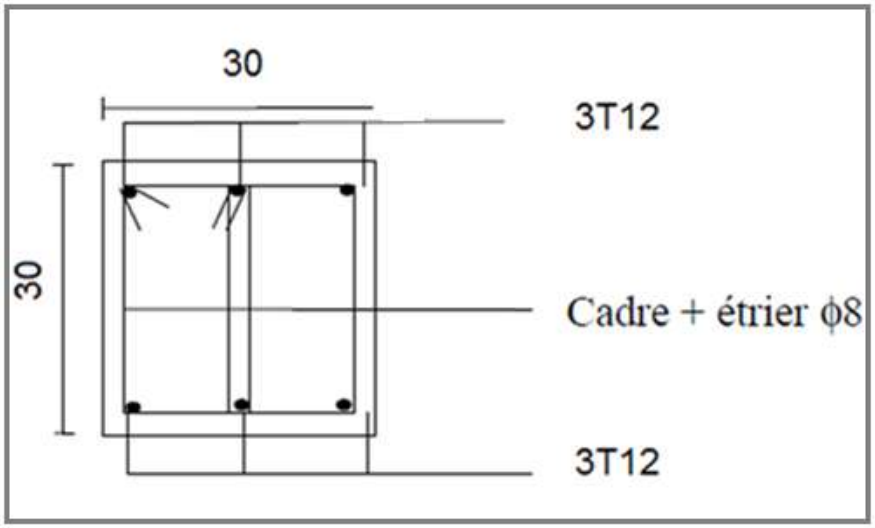


Figure III-45:Ferraillage du consol sous paillasse

CHAPITRE IV:
Etude sismique

IV.1. INTRODUCTION :

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

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

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

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

Vue de la Structure en 3D :

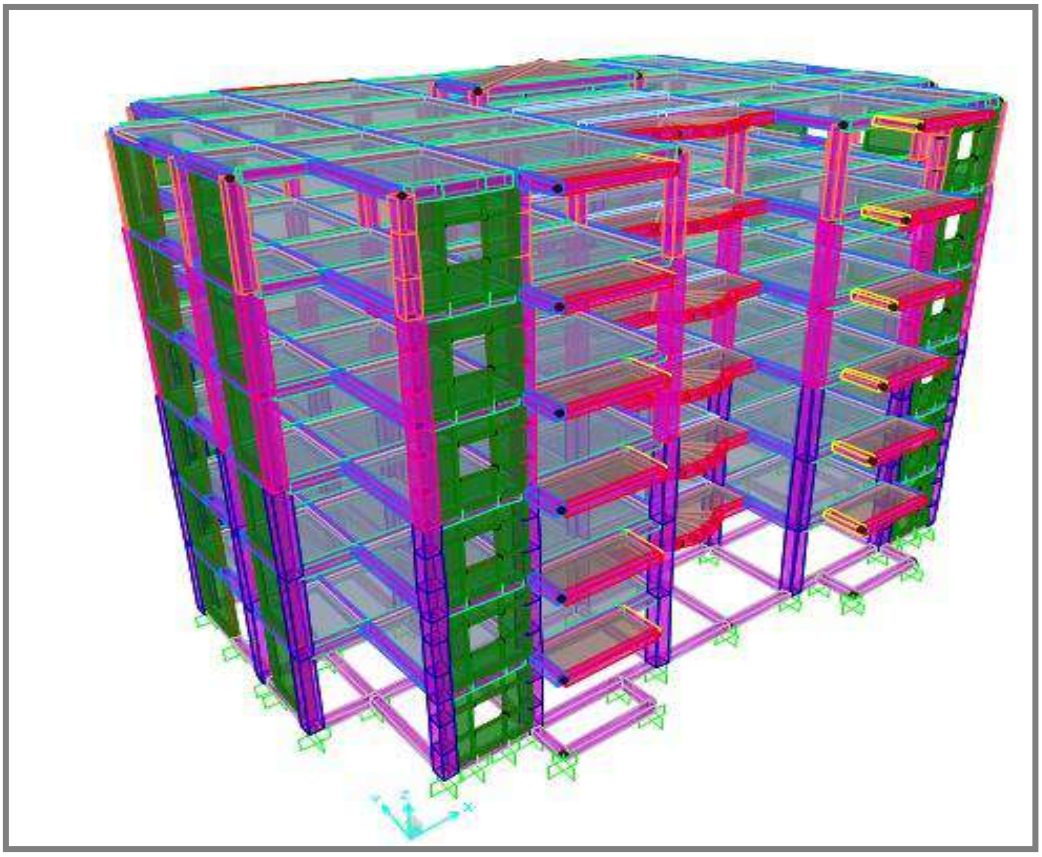


Figure IV -1 : Vue de la structure en 3D

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

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

Avec :

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

Disposition des voiles :

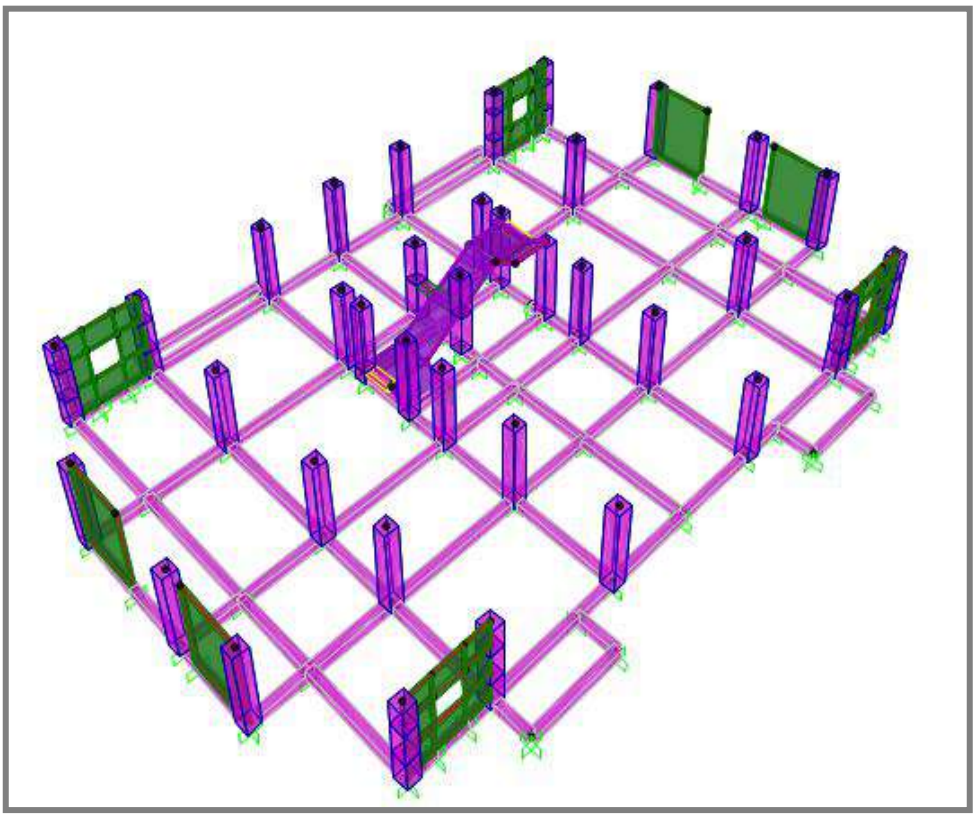


Figure .IV-2 : Disposition des voiles

Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse

Diaphragme N°	Niveau (m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	XG (m)	YG (m)
DIAPH 1	19.38	3656.65	47902.115	35615.771	13.10	9.74
DIAPH 2	16.15	4328.35	56744.668	42071.562	13.11	9.72
DIAPH 3	12.92	4407.99	57832.828	43110.142	13.12	9.78
DIAPH 4	9.69	4416.65	57946.448	43062.337	13.12	9.75
DIAPH 5	6.46	4472.57	58680.118	43607.557	13.12	9.75
DIAPH 6	3.23	4472.57	58686.118	43607.557	13.12	9.75

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, 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 : $$I_X = \frac{bh^3}{12} \; ; \quad I_Y = \frac{hb^3}{12}$$

- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

I : inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

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

a : demi portée de l'ouverture.

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

H_0: hauteur totale du refend.

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

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

H: hauteur d'étage.

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

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

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

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

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

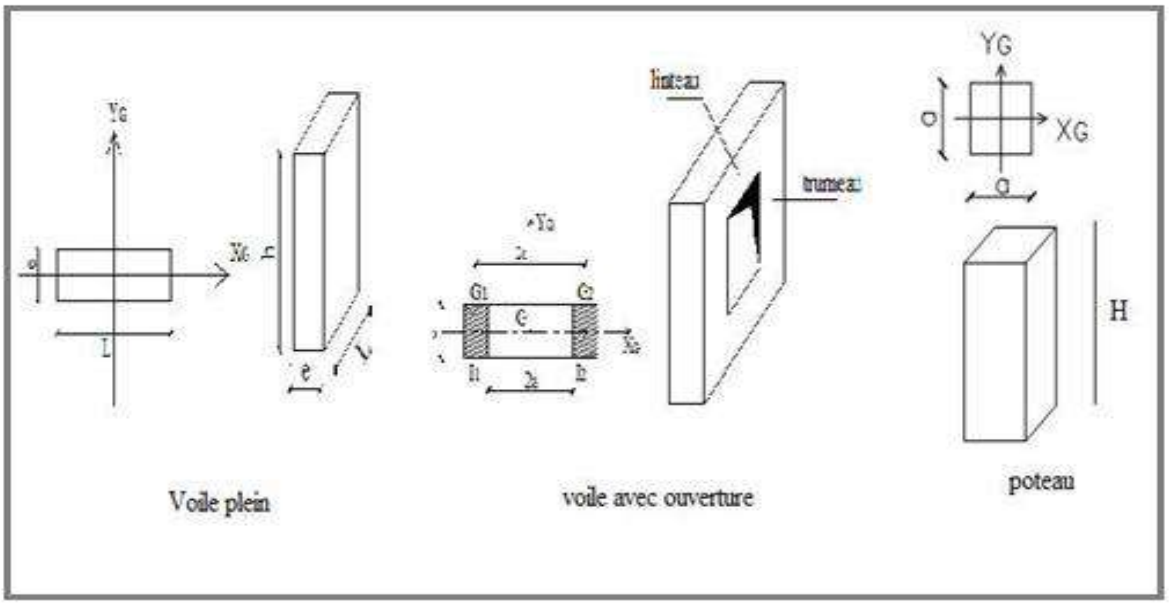


Figure IV-3 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion

Diaphragme N°	Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie					
		∑ Ixi (m4)	∑ Iyi (m4)	∑ Ix*Yi	∑ Iy*Xi	XR (m)	YR (m)
DIAPH 1	19.38	0.2252	0.7713	2.1506	10.1040	13.1	9.55
DIAPH 2	16.15	0.2748	0.821	2.6380	10.7551	13.1	9.60
DIAPH 3	12.92	0.2748	0.821	2.6380	10.7551	13.1	9.60
DIAPH 4	9.69	0.3411	0.8872	3.2847	11.6223	13.1	9.63
DIAPH 5	6.46	0.3411	0.8872	3.2847	11.6223	13.1	9.63
DIAPH 6	3.23	0.3411	0.8872	3.2847	11.6223	13.1	9.63

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

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

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG (m)	XR (m)	Ex théo(m)	YG (m)	YR (m)	Ey théo(m)
19.38	13.10	13.1	0.00	9.74	9.55	0.19
16.15	13.11	13.1	0.01	9.72	9.60	0.12
12.92	13.12	13.1	0.02	9.78	9.60	0.18
9.69	13.12	13.1	0.02	9.75	9.63	0.12
6.46	13.12	13.1	0.02	9.75	9.63	0.12
3.23	13.12	13.1	0.02	9.75	9.63	0.12

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

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

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
19.38	26.20	18.60	1.31	0.93
16.15	26.20	18.60	1.31	0.93
12.92	26.20	18.60	1.31	0.93
9.69	26.20	18.60	1.31	0.93
6.46	26.20	18.60	1.31	0.93
3.23	26.20	18.60	1.31	0.93

IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure la régularité en élévation n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse "**SAP 2000v17.1".**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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.3.2.2. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a. Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ►► [Tab.4.1] ◄◄ [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 : selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique *(ξ=7%)*.

c. coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄◄ [1]

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

les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄[1]:

Suivant X :

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

Niveau	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.38	100 %	93.814 %	6.186 %	100 %	67.734 %	32.266 %
16.15	100 %	91.761 %	8.239 %	100 %	61.556 %	38.444 %
12.92	100 %	91.155 %	8.845 %	100 %	47.142 %	52.858 %
9.69	100 %	91.802 %	8.198 %	100 %	45.487 %	54.513 %
6.46	100 %	91.789 %	8.211 %	100 %	32.998 %	67.002 %
3.23	100 %	91.681 %	8.319 %	100 %	26.288 %	73.712 %

Suivant Y :

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

Niveau	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.38	100 %	89.347 %	10.653 %	100 %	53.329 %	46.671 %
16.15	100 %	89.645 %	10.355 %	100 %	47.949 %	52.051 %
12.92	100 %	89.838 %	10.162 %	100 %	39.095 %	60.905 %
9.69	100 %	90.722 %	9.278 %	100 %	44.066 %	55.934 %
6.46	100 %	100.000 %	0.000 %	100 %	100.000 %	0.000 %
3.23	100 %	90.894 %	9.106 %	100 %	27.133 %	72.867 %

d. facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.4] ◄◄ [1]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau .IV-7 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
3	Régularité en plan	OUI	0	OUI	0
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0.10	NON	0.10

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.10 = 1.1$$
$$Q_Y = 1 + 0.10 = 1.1$$

e. périodes caractéristiques : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.7] ◄◄ [1]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

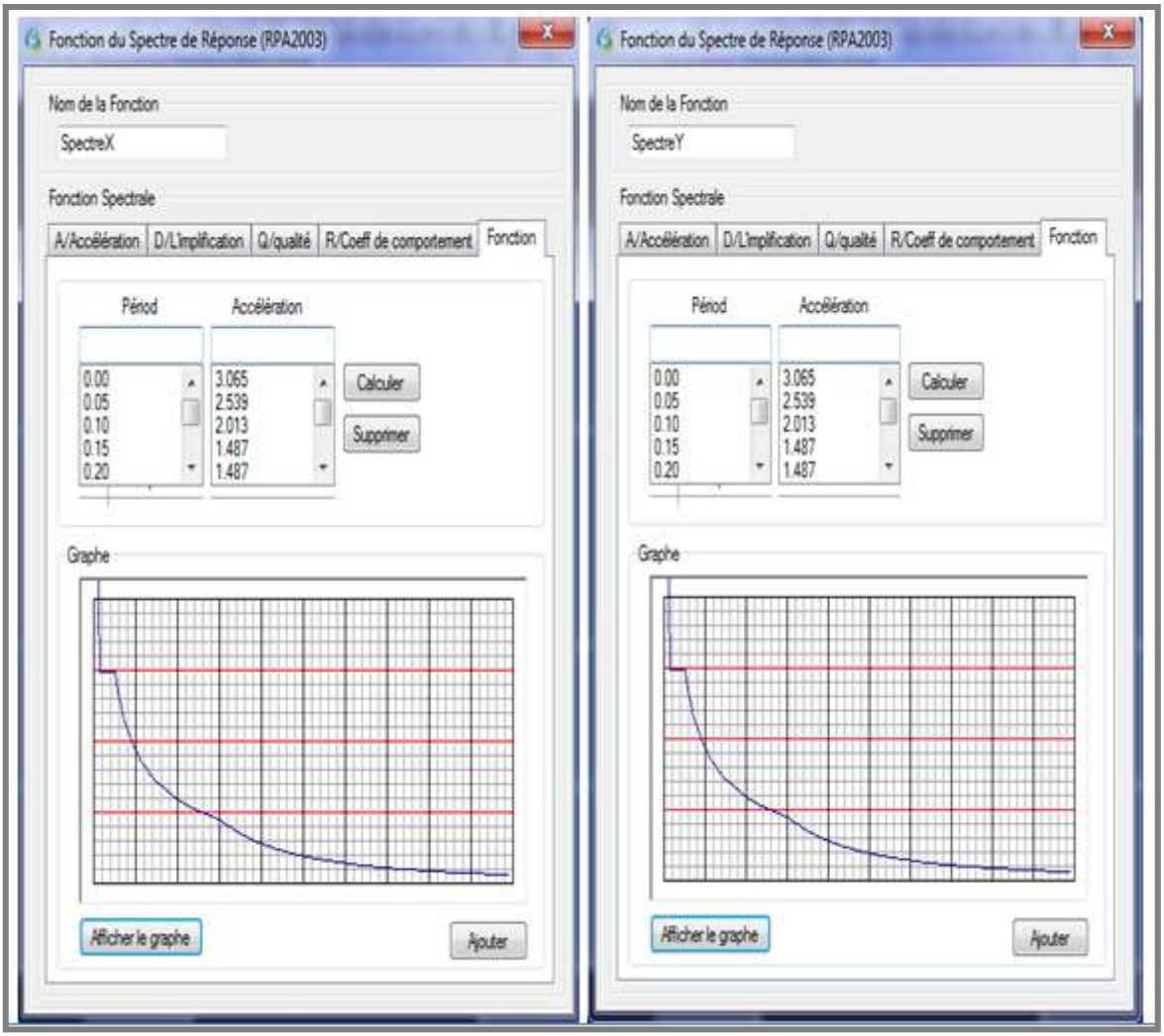


Figure .IV.-4 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1. Vérification de comportement :

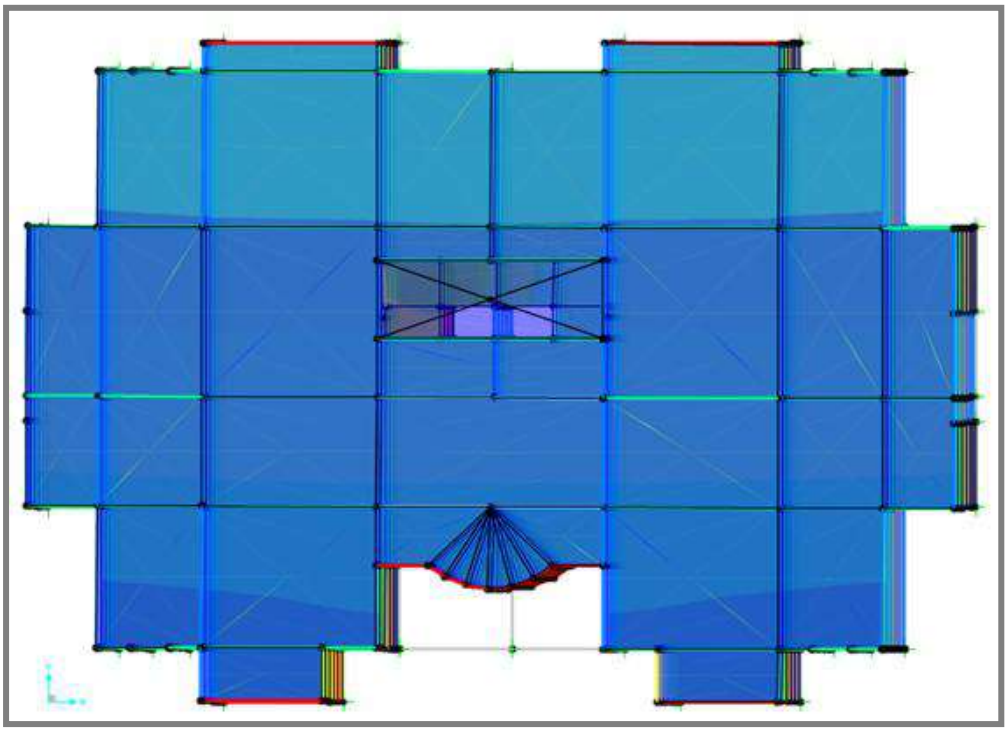


Figure. IV-5 : Comportement du 1er mode (translation suivant X)

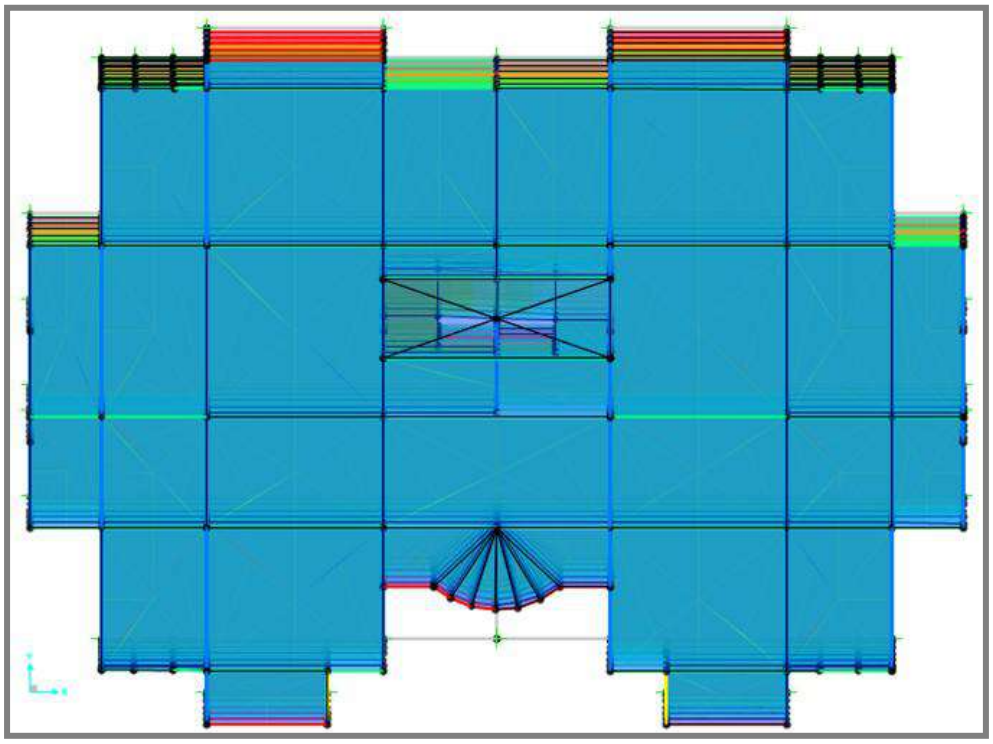


Figure IV-6 : Comportement du 2ème mode (translation suivant Y)

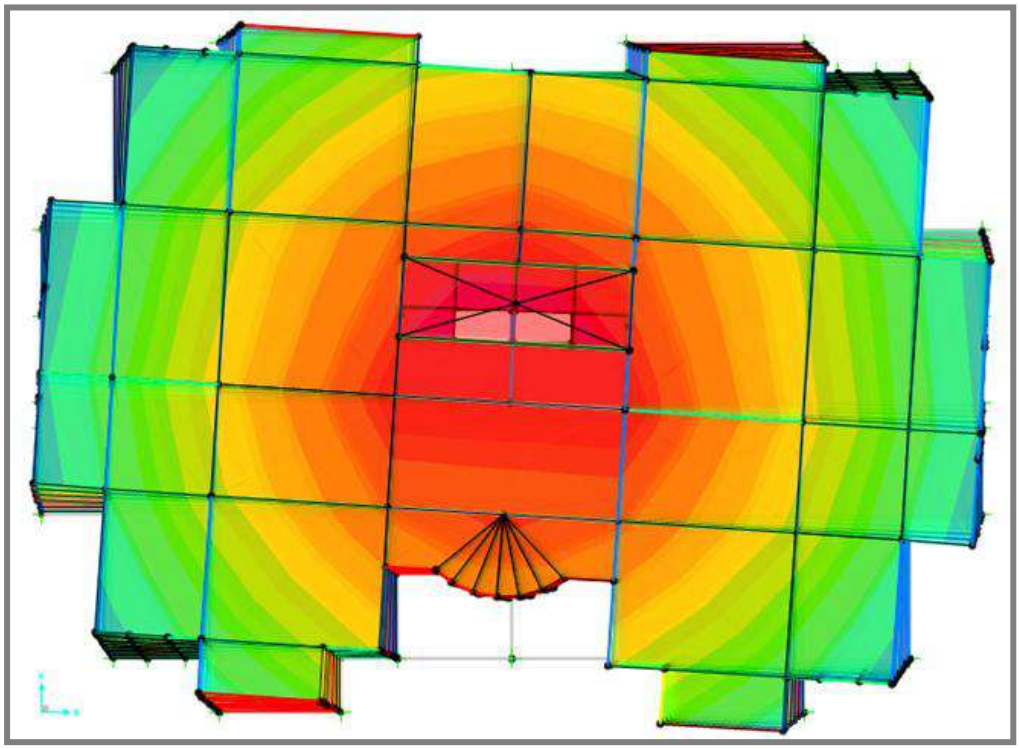


Figure IV-7 : Comportement du 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

Tableau IV-8 : Le comportement des trois premiers modes

1er mode	2ème mode	3ème mode
translation suivant l'axe X	translation suivant l'axe Y	rotation autour de l'axe Z

IV. 4.2. Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art *4.3.4. a]* ◄◄ [1]

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 : vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Cumule des masses modales effectives (%)	
		Sens X	Sens Y
1	0.443	72%	0%
2	0.385	72%	75%
3	0.293	72%	75%
4	0.126	90%	75%
5	0.120	90%	90%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide ; où le coefficient de participation massique n'atteigne pas 90% qu'après le 5ème mode.

IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

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

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

a. Calcul de la force sismique totale : [RPA99 version 2003 Art 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

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

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement :

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882
T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :
$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]
Dx= 2.205
Dy= 2.205

- R : coefficient de comportement global de la structure

  R = 5

- Q : facteur de qualité

  Q_x=1.1 ; Q_y=1.1

- W : poids total de la structure

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

β = 0.2 tableau 4.5
Poids de la structure W= 29497.002kN

Tableau IV-11: calcule de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.205	2.205	5	1.1	1.1	29497.002	3577.25	3577.25

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

	V (kN)	Vt (kN)	Vt/V	Vt/V ≥ 0.8
X	3577.25	2922.245	0.81	oui
Y	3577.25	3004.01	0.83	oui

IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

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 est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

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

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

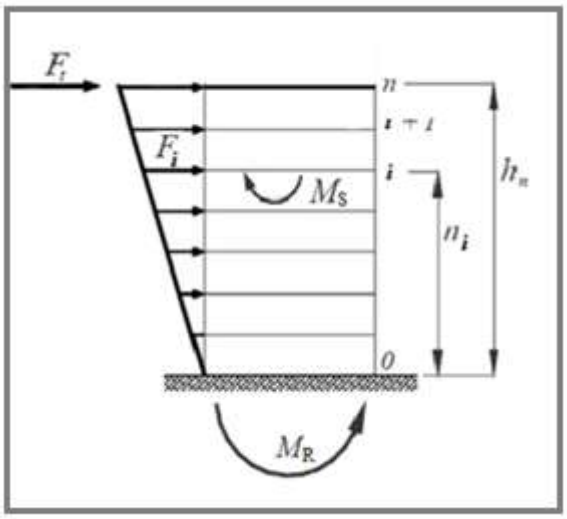


Figure IV-8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

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

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

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

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

Ou F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

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

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher *i, j*

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

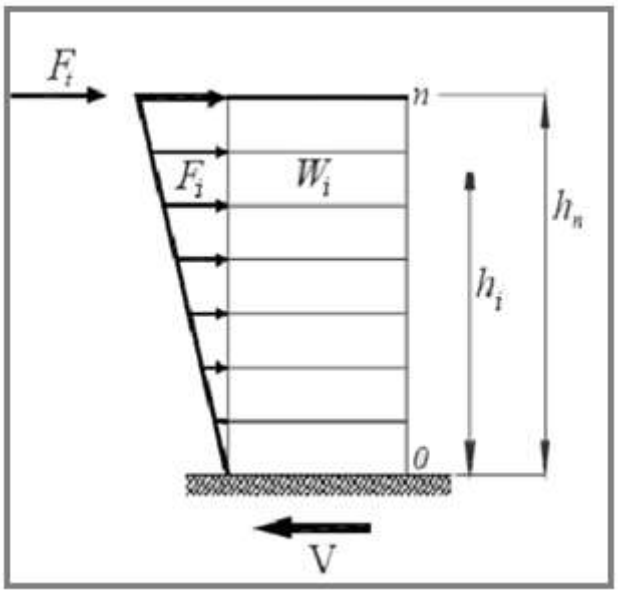


Figure IV-9: Distribution des forces sismiques

V_X =3577.25kN

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

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
19.38	3656.65	70865.87	0.19	724.822
16.15	4328.35	69902.852	0.12	714.972
12.92	4407.99	56951.230	0.18	582.502
9.69	4416.65	42797.338	0.12	437.734
6.46	4472.57	28892.802	0.12	295.517
3.23	4472.57	14446.401	0.12	147.758
SOMME		285708.401	0.85	2922.248

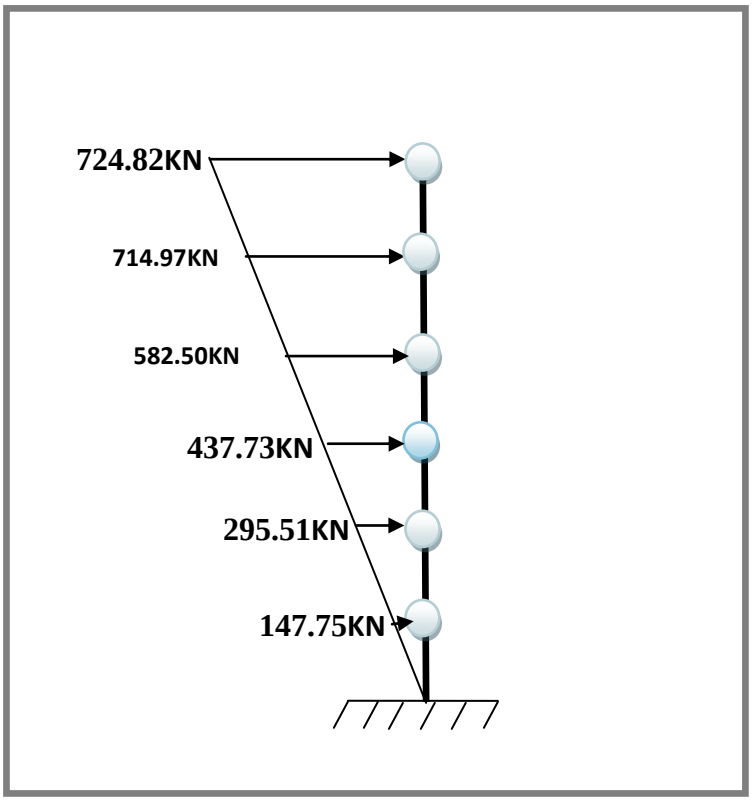


Figure IV-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

$V_{Y=}$ 3577.25kN

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

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
19.38	3656.65	70865.87	0.19	745.103
16.15	4328.35	69902.852	0.12	734.977
12.92	4407.99	56951.230	0.18	598.800
9.69	4416.65	42797.338	0.12	449.983
6.46	4472.57	28892.802	0.12	303.787
3.23	4472.57	14446.401	0.12	151.893
SOMME		283856.49	0.85	3004.013

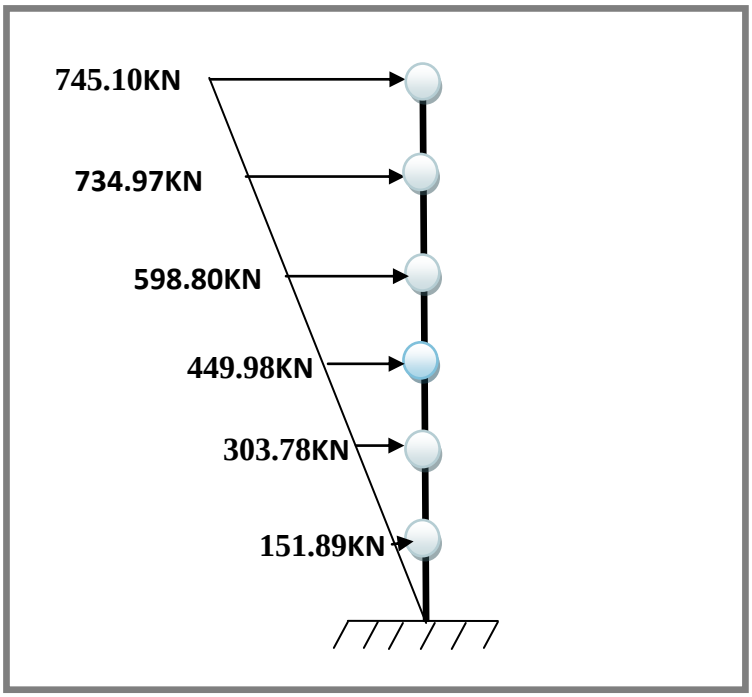


Figure IV -11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2. Moment de renversement :

Tableau 4-15 : calcul du moment de renversement

h_i (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{0xi} (KN.m)	M_{0yi} (KN.m)
19.38	724.822	745.103	14047.0518	14440.0907
16.15	714.972	734.977	11546.8007	11869.8821
12.92	582.502	598.800	7525.92475	7736.50142
9.69	437.734	449.983	4241.64954	4360.33162
6.46	295.517	303.787	1909.04615	1962.46158
3.23	147.758	151.893	477.261536	490.615396
$\sum M_0$			39747.7344	40859.8828

IV.4.4. 3. Moment stabilisant :

Tableau4-16 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
19.38	2303.45	13.12	9.75	58680.118	43607.558
16.15	4843.12	13.12	9.75	58680.118	43607.558
12.92	5346.58	13.12	9.75	57946.448	43062.338
9.69	5397.14	13.12	9.78	57832.829	43110.142
6.46	5455.44	13.11	9.72	56744.669	42071.562
3.23	5581.62	13.1	9.74	47902.115	35615.771
0	5719.83	13.1	11.36	1208.082	1047.619
$\sum M_t$				338994.379	252122.547

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

Tableau.IV-17 : Vérification de stabilisation

M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)	M_{0xi} (KN.m)	M_{0yi} (KN.m)	M_{txi}/M_{0yi}	M_{tyi}/M_{0xi}	$M_{tx}/M_0 \geq 1.5$	$M_{ty}/M_0 \geq 1.5$
338994.38	252122.55	39747.73	40859.88	8.29	6.34	oui	oui

Commentaire :

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

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages :

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

$\delta_k = \delta_{ek}$ *R [selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]

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 RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

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

Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens x

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0,01.h_e$
+19.38	0.99	4.98	0.92	3.23	OUI
+16.15	0.81	4.06	0.96	3.23	OUI
+12.92	0.62	3.10	0.99	3.23	OUI
+9.69	0.42	2.11	0.92	3.23	OUI
+6.46	0.23	1.19	0.76	3.23	OUI
+3.23	0.08	0.43	0.43	3.23	OUI
+0.00	0.00	0.00			

Tableau IV-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau(m)	δ_e(cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$(cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+19.38	0.71	3.56	0.54	3.23	OUI
+16.15	0.60	3.02	0.63	3.23	OUI
+12.92	0.47	2.39	0.7	3.23	OUI
+9.69	0.33	1.69	0.69	3.23	OUI
+6.46	0.20	1.00	0.63	3.23	OUI
+3.23	0.07	0.37	0.37	3.23	OUI
+0.00	0.00	0.00			

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selon CBA93 ►►Art B.6.5.3◄◄[2]

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

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

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

Les déplacements théoriques

X=0.9977 cm Y= 0.7131 cm

Les déplacements réels :

X=0.9977*5=4.9885cm Y= 0.7131*.5 =3.5655 cm

Le déplacement admissible :

X=$\frac{H}{250} = \frac{1938}{250} = 7.752\ cm$

Donc les déplacements en tête sont vérifiés

Commentaire :

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

IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments : $\tau \leq \overline{\tau}$

Avec : $\boldsymbol{\tau = \frac{T}{S}}$

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

les poutres : Selon *CBA93* ►► [Art A.5.1] ◄◄ [2]

$\boldsymbol{\tau_{max} = \frac{T}{bd}}$

. $\boldsymbol{\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)}$

9-a poutre principal :

sous combinaison 1.35G+1.5Q ***sous combinaison G+Q+EDX***

Section des poutres b*h=30*40 cm x cm Section des poutres b*h=30*50 cm x cm

L'effort tranchant max = 99.70kN L'effort tranchant max =20.425kN

$\boldsymbol{\tau = \frac{61.621*10\text{^}3}{300x375}} = 0.54 < 3.33\ cv\ \boldsymbol{\tau = \frac{20.425*10\text{^}3}{300x375}} = 0.1433 < 3.33$ cv

9-b poutre secondaire : sous combinaison 1.35G+1.5Q :

Section des poutres b*h=30*35 cm x cm

L'effort tranchant max = 96.57kN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{96.57 * 10\text{^}3}{300x325}} = 0.99 < 4.34\ CV$$

9-c poutre palière : sous combinaison8G+Q+EDY :

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 71.129kN

$$\tau = \frac{71.129 * 10\text{^}3}{300 * 275} = 0.86 < 4.34\ CV$$

9-d longrine : sous combinaison 1.35G+1.5Q :

Section des poutres b*h=30*30 cm x cm

L'effort tranchant max = **31.622**kN

$$\tau = \frac{31.622 * 10\text{^}3}{300 * 275} = 0.38 < 2.5\ CV$$

Tableau IV-22 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	τ (**Mpa**)	$\bar{\tau}$ (**Mpa**)	Vérification
Poutres principales	30*50	20.425	G+Q+EDX	0.1433	3.33	**Vérifier**
Poutres principales	30*40	61.621	1.35G+1.5Q	0.54	3.33	**Vérifier**
Poutres secondaires	30*35	96.57	1.35G+1.5Q	0.99	4.34	**Vérifier**
Poutres palières	30*30	71.129	G+Q+EDY	0.86	4.34	**Vérifier**
Longrine	30*30	31.622	1.35G+1.5Q	0.38	2.5	**Vérifier**

les poteaux : Selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄ [1]

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{et} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

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

Tableau IV-23 : Vérification de cisaillement des poteaux

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	τ (**Mpa**)	$\bar{\tau}$ (**Mpa**)	Vérification
Poteaux (50x50) sens x		153.315	G+Q+EDX	0.64	1	**Vérifier**
Poteaux (50x50) sens y		113.555	G+QEDY	0.48	1.875	**Vérifier**
Poteaux (45x45) sens x		154.415	G+Q+EDX	0.80	1	**Vérifier**
Poteaux (45x45) sens y		95.628	G+Q+EDY	0.50	1	**Vérifier**
Poteaux (40x40) sens x		44.286	G+Q+EDX	0.29	1	**Vérifier**
Poteaux (40x40) sens y		44.286	G+Q+EDY	0.28	1	**Vérifier**

IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►►[Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :
Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
Bc est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Section des poteaux a la base 50x50

L'effort normal max a la base = 1718.256kN

$$\tau = \frac{1718.256 * 10\text{^}3}{500^2 * 25} = 0.275 \ < 0.3 \quad CV$$

des poteaux a la base 50*50

IV. 4.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

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

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessusdu 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-20 : Vérification de l'effet P-Δ sens X

hk (m)	Pk (KN)	Fix (kN)	Δkx (cm)	Θx	Θ<0.10
19.38	3656.65	724.822	0.99	0.00	oui
16.15	4328.35	714.972	0.81	0.004	oui
12.92	4407.99	582.502	0.62	0.007	oui
9.69	4416.65	437.734	0.42	0.009	oui
6.46	4472.57	295.517	0.23	0.011	oui
3.23	4472.57	147.758	0.08	0.069	oui

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

hk (m)	Pk (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	Θy	Θ<0.10
19.38	3656.65	0.71	0.77	0.003	oui
16.15	4328.35	0.60	1.05	0.006	oui
12.92	4407.99	0.47	0.53	0.007	oui
9.69	4416.65	0.33	0.77	0.008	oui
6.46	4472.57	0.20	0.70	0.009	oui
3.23	4472.57	0.07	0.56	0.048	oui

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bâtiment . La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Remarque :

Les dimensions définitives sont :

-Poutre principale : 30x40cm^2 Poutre principale : 30x50cm^2

-Poutre secondaire : 30x35 cm^2

-Epaisseur voile : a=15 cm

-poteaux :

- RDCet1^{er} et 2eme étage 50*50cm^2
- 3eme et 4eme étage 45*45cm^2
- 5eme étage 40*40cm^2

CHAPITRE V:
Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

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

Avec :

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

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

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

Tableau V-1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

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

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en Zone III

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable)

V.2.2. a Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

St≤ min [0.9d ; 40cm]

$\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa

$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e\,(cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

V.2.2.b. Armatures transversales :

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

b : largeur de la poutre.

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

- St ≤ h/2 en Zone courante.

- St ≤min (h/4 ; 12ф) en zone nodale.

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

Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

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

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	N° élément	Combinaison	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Intermédiaire	Terrasse	30x40	Travée	51.66	2189	1.35G+1.5Q	4.10	1.2	6	4HA12	4.52
			Appui	-83.11	2186	1.35G+1.5Q	6.90	1.2	6	5HA14	7.70
	Etages	30x40	Travée	53.16	1963	1.35G+1.5Q	4.30	1.2	6	4HA12	4.52
			Appui	-85.04	1740	1.35G+1.5Q	7.00	1.2	6	5HA14	7.70
Rive	Terrasse	30x40	Travée	36.01	2179	1.35G+1.5Q	2.90	1.2	6	3HA12	3.39
			Appui	-56.50	2182	1.35G+1.5Q	4.60	1.2	6	4HA12	4.52
	Etages	30x40	Travée	31.32	1959	1.35G+1.5Q	2.50	1.2	6	3HA12	3.39
			Appui	-50.26	1959	1.35G+1.5Q	4.00	1.2	6	4HA12	4.52

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

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	N° élément	Combinaison	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Intermédiaire	Terrasse	30x50	Travée	51.41	2195	1.35G+1.5Q	3.20	1.5	7.5	3HA14	4.62
			Appui	-76.88	2195	1.35G+1.5Q	4.90	1.5	7.5	4HA14	6.16
	Etages	30x50	Travée	14.90	594	1.35G+1.5Q	1.50	1.5	7.5	3HA14	4.62
			Appui	-22.95	2069	1.35G+1.5Q	1.50	1.5	7.5	3HA14	4.62

Tableau V-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)

	Niveau	Section	position	Mu (KN.m)	N° élément	combinaison	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
INTERMEDIAIRE	Terrasse	30x35	**Travée**	9.30	580	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	1.10	3HA12	3.39
			Appui	-13.93	2236	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	1.10	3HA12	3.39
	Etages	30x35	**Travée**	15.26	374	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	1.20	3HA12	3.39
			Appui	-25.25	1556	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	2.00	3HA12	3.39
RIVE	Terrasse	30x35	**Travée**	13.09	2243	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	1.10	3HA12	3.39
			Appui	-19.50	588	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	1.50	3HA12	3.39
	Etages	30x35	**Travée**	26.18	621	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	2.10	5HA12	6.65
			Appui	-42.82	1771	**G+Q+EDy**	1.05	5.25	3.40	5HA12	6.65

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

$\overline{\sigma_s}$ =min((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V-5 **:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*40)

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combinaison	$A_{doptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Travée	37.72	2189	G+Q	**4.52**	5.6	/	c.v
		Appui	-60.69	2186	G+Q	**7.70**	9.6	/	
	Etages	Travée	38.58	1963	G+Q	**4.52**	5.7	/	c.v
		Appui	-61.75	1740	G+Q	**7.70**	6.9	/	
Rive	Terrasse	Travée	38.58	1963	G+Q	**3.39**	6.6	71.1	c.v
		Appui	-61.75	1740	G+Q	**4.52**	9.2	102.2	
	Etages	Travée	22.81	1959	G+Q	**3.39**	3.9	42.0	c.v
		Appui	-36.59	1959	G+Q	**4.52**	5.4	60.5	

Tableau V-6 **:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*50)

	Niveau	Section	Position	Mser (KN.m)	N° élément	Combinaison	$A_{doptée}$ (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
Intermédiaire	**Terrasse**	30x50	**Travée**	**37.62**	**2195**	**G+Q**	**4.62**	**4.6**	/	**c.v**
			Appui	**-56.21**	**2195**	**G+Q**	**6.16**	**6.1**	/	
	Etages	30x50	**Travée**	**10.85**	**594**	**G+Q**	**4.62**	**0.8**	/	**c.v**
			Appui	**-16.69**	**2069**	**G+Q**	**4.62**	**1.2**	/	

Tableau V-7 **:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	**Section**	positio n	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MP a)	obs
INTERMEDIAIRE	Terrasse 30x35		**Travée**	6.74	580	G+Q	**3.39**	**1.0**	/	**cv**
			Appui	-8.76	2235	G+Q	**3.39**	**1.2**	/	**cv**
	Etages **30x35**		**Travée**	8.39	2002	G+Q	**3.39**	**1.3**	/	**cv**
			Appui	-12.24	2013	G+Q	**3.39**	**1.7**	/	**cv**
RIVE	Terrasse **30x35**		**Travée**	5.21	588	G+Q	**3.39**	**0.8**	9.4	**cv**
			Appui	-13.66	2237	G+Q	**3.39**	**3.4**	136.1	**cv**
	Etages **30x35**		**Travée**	19.18	621	G+Q	**5.65**	**6.6**	192.0	**cv**
			Appui	-31.28	1771	G+Q	**5.65**	**6.6**	192.0	**cv**

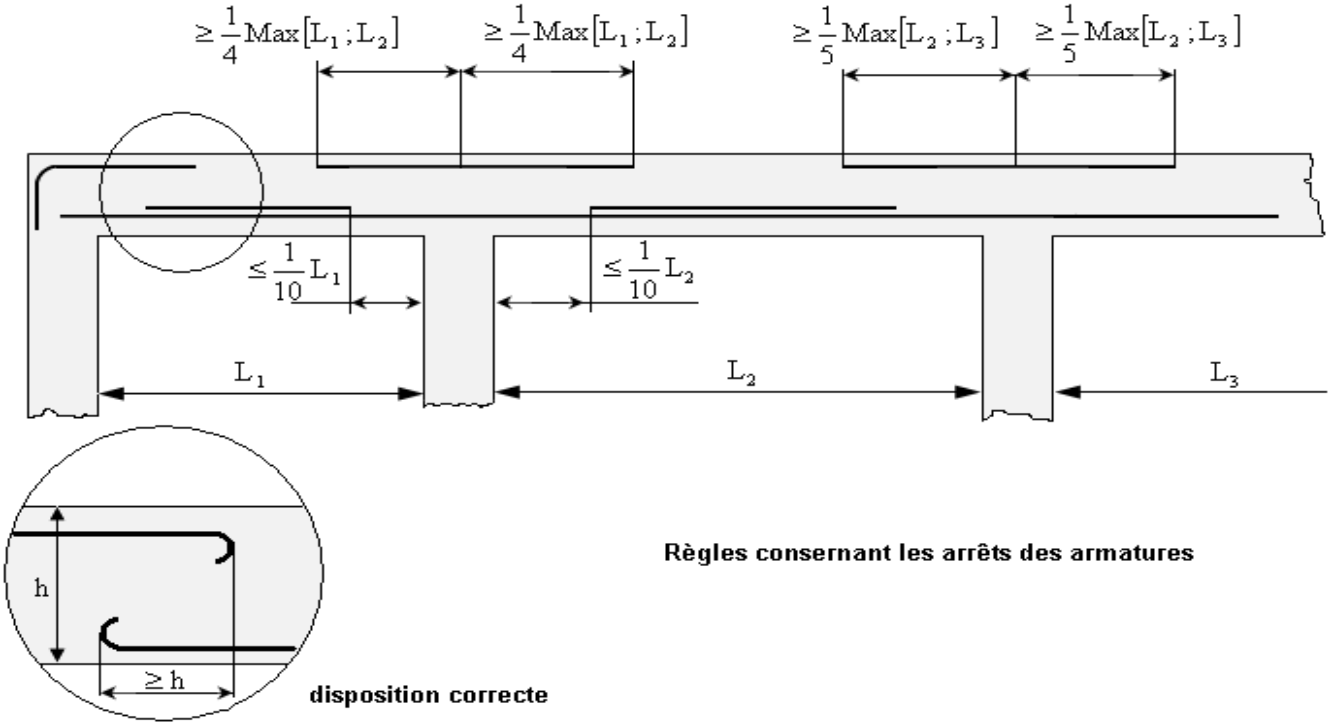


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

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

Tableau V-8: vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

	Niveau	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93)=1.20 (cm^2)	A_{min} (RPA99)=6.00 (cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	30x40	**Travée**	**4.52**	C.V	C.V
			appui	7.70	C.V	C.V
	Etages	30x40	**Travée**	**4.52**	C.V	C.V
			appui	7.70	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	30x40	**Travée**	**3.39**	C.V	C.V
			appui	4.52	C.V	C.V
	Etages	30x40	**Travée**	**3.39**	C.V	C.V
			appui	**4.52**	C.V	C.V
	Niveau		**Position**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**	**A_{min} (CBA93)=1.50 (cm^2)**	**A_{min} (RPA99)=7.50 (cm^2)**
Poutre intermédiaire	Terrasse	30x50	**Travée**	**4.62**	C.V	C.V
			appui	**6.16**	C.V	C.V
	Etages	30x50	**Travée**	**4.62**	C.V	C.V
			appui	**4.62**	C.V	C.V

Tableau V-9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) =1.05 (cm^2)	A_{min} (RPA99) =5.25 (cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	**Travée**	3.39	C.V	C.V
		appui	3.39	C.V	C.V
	Etages	**Travée**	3.39	C.V	C.V
		appui	3.39	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	**Travée**	3.39	C.V	C.V
		appui	3.39	C.V	C.V
	Etages	**Travée**	5.65	C.V	C.V
		appui	5.65	C.V	C.V

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V-10 :Calcul de $\overline{\tau}_u$

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

Tableau V-11 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales(30x40)

	Niveau	Section	Vu (KN)	N° élément	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	30x40	115.32	2186	1.35G+1.5Q	1.025	4.34	**cv**
	Etage		119.57	1963	1.35G+1.5Q	1.060	3.33	**cv**
Rive	Terrasse	30x40	76.80	2182	1.35G+1.5Q	0.680	2.5	**cv**
	Etage		68.15	1959	1.35G+1.5Q	0.600	2.5	**cv**

Tableau V-12 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales(30X50)

	Niveau	Section	Vu (KN)	N° élément	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	30x50	85.41	2195	1.35G+1.5Q	0.60	3.33	**cv**
	Etage	30x50	46.21	1845	1.35G+1.5Q	0.32	4.34	**cv**

Tableau V-13 **:**Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires(30x35)

	Niveau	Section	Vu (KN)	N° élément	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	30x.35	10.50	580	1.35G+1.5Q	0.11	3.33	**cv**
	Etage	30x35	26.38	1556	G+Q+Edy	0.27	3.33	**cv**
Rive	Terrasse	30x.35	16.41	590	1.35G+1.5Q	0.17	2.5	**cv**
	Etage	30x35	28.11	459	1.35G+1.5Q	0.29	2.5	**cv**

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 Zone nodale

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : Zone courante

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

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

Tableau V-14 **:**Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	τ_u(Mpa)	St(cm)	At(cm^2)	S (ZN)(cm)	S'(ZC)(cm)	At(cm^2)	S (ZN)(cm)	S'(ZC)(cm)	A_t choisie(cm^2)	Nombre des barres
30*40	1.06	33.75	1.01	10	15	0.9	10	15	1.01	**4AH8**
30*50	0.60	40	1.2	10	15	0.9	10	15	1.20	**4AH8**
30*35	0.29	29.25	0.88	10	15	0.9	10	15	0.88	**4AH8**

V.2.5. Vérification de la flèche des poutres :

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V-15: Vérification préliminaire de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP30*40	0.088	0.0625	**C.V**	0.088	0.075	**C.V**	0.00176	0.0105	**C.V**
pp30*50	0.083	0.0625	**C.V**	0.083	0.075	**C.V**	0.0014	0.0105	**C.V**
Ps30*35	0.081	0.0625	**C.V**	0.81	0.075	**C.V**	0.0021	0.0105	**C.V**

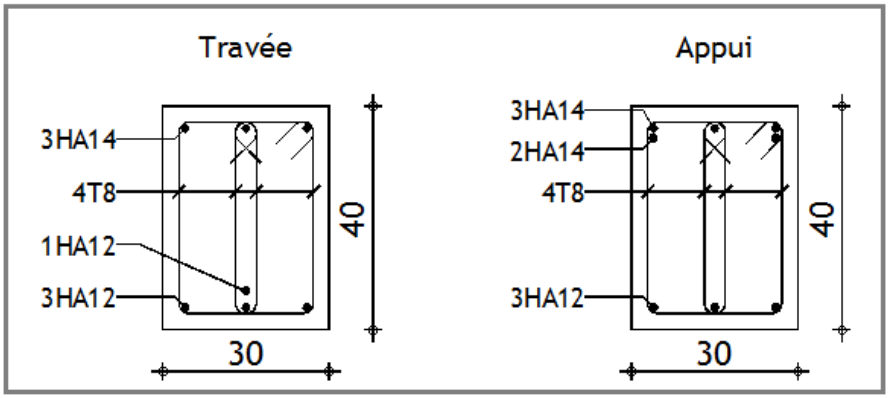


Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaire de terrasse

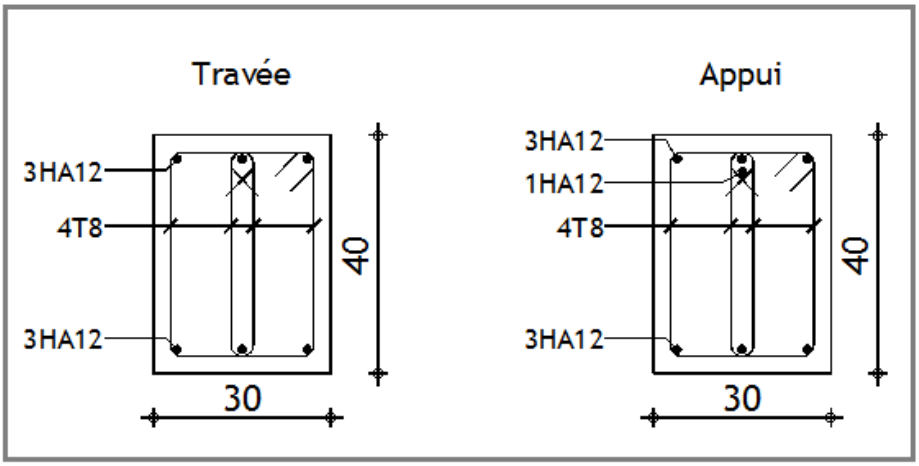


Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales(30*40) de rive de terrasse

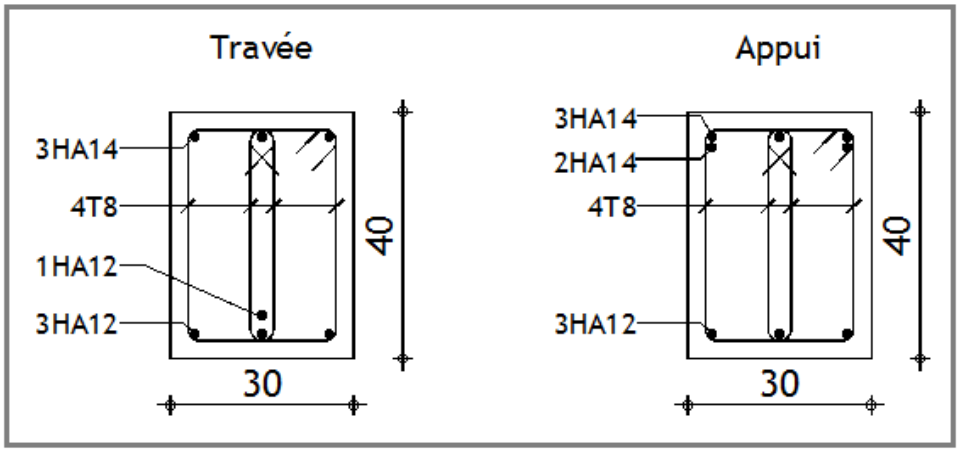


Figure V- 4 : Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaire des étages

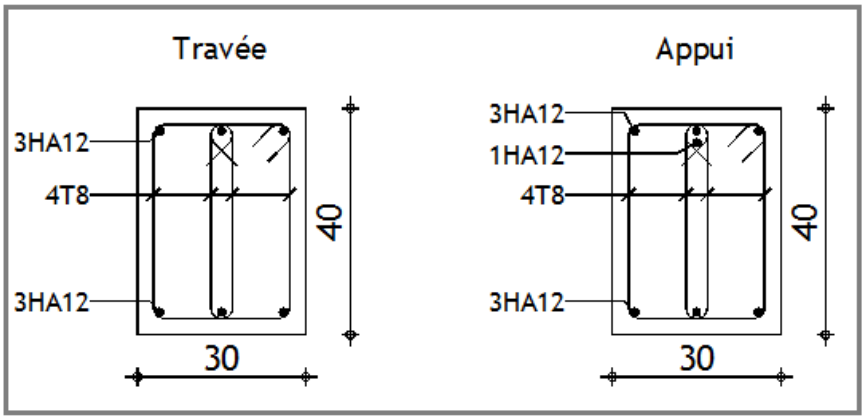


Figure V-5 : Ferraillage des poutres principales(30*40) de rive des étages

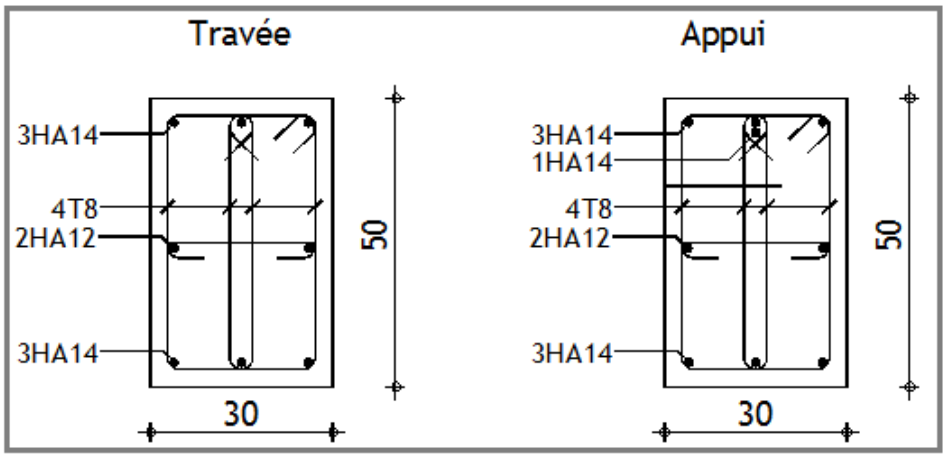


Figure V-6 : Ferraillage des poutres principales(30*50) intermédiaire de terrasse

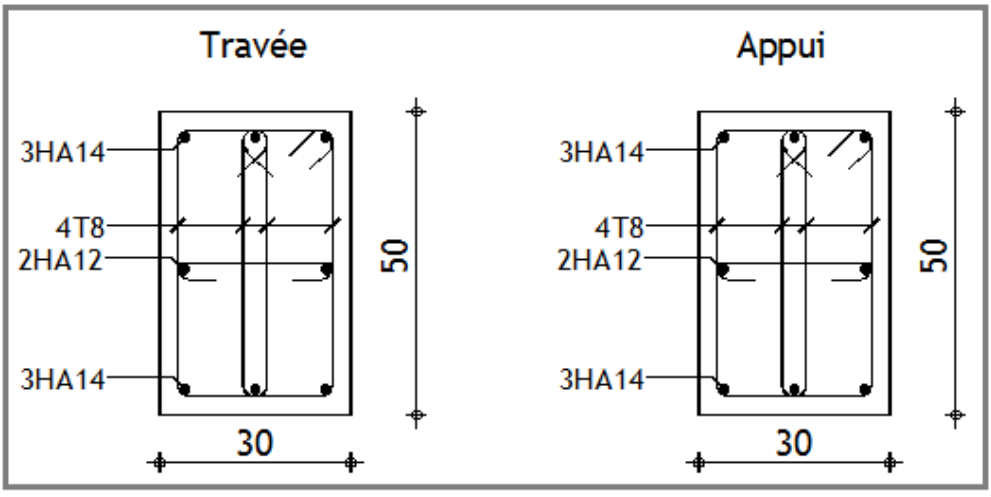


Figure V-7 : Ferraillage des poutres principales(30*50) intermédiaire des étages

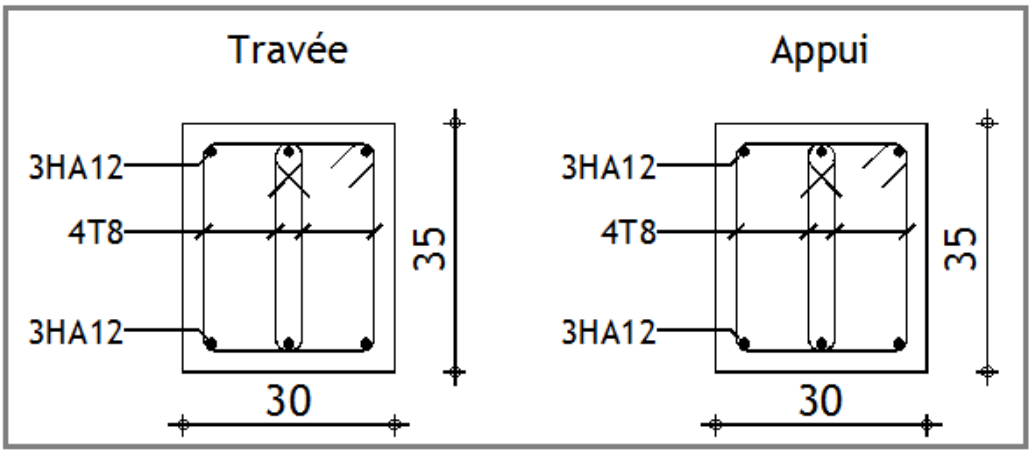


Figure V-8 : Ferraillage des poutres secondaire (30*35) intermédiaire de terrasse

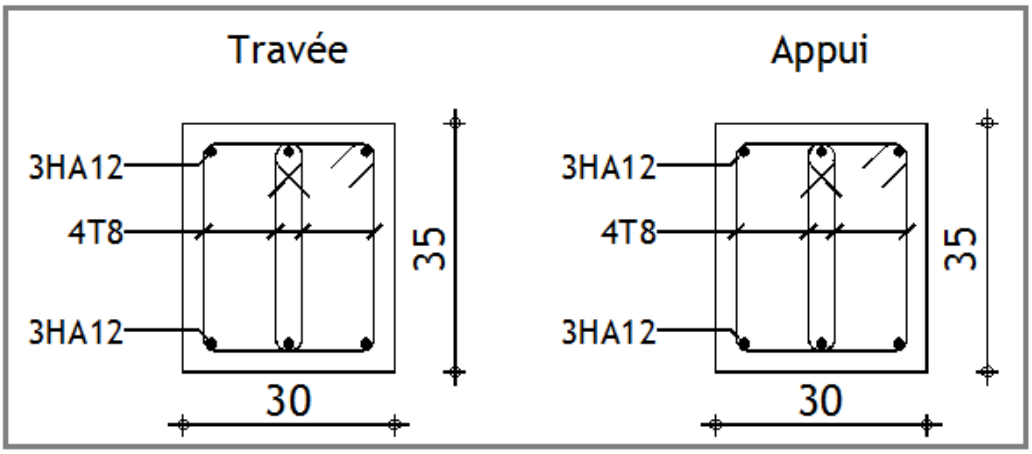


Figure V-9 : Ferraillage des poutres secondaire (30*35) de rive de terrasse

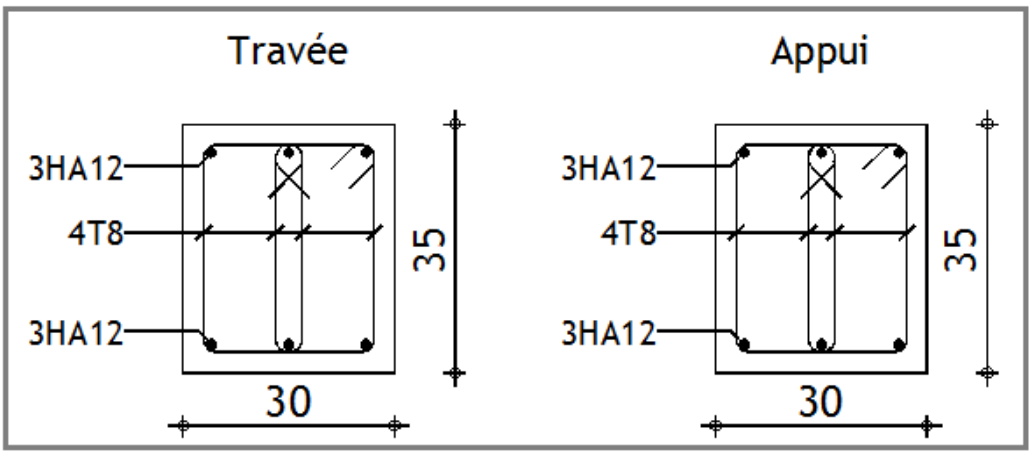


Figure V-10: Ferraillages des poutres secondaires(30*35) intermédiaire des étages

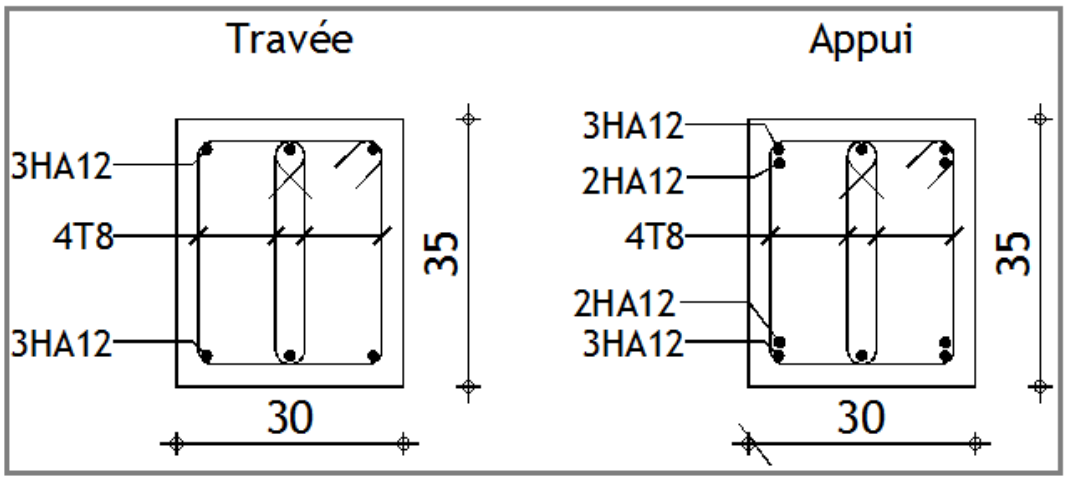


Figure V-11 : Ferraillages des poutres secondaires(30*35) de rive des étages

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable
  Béton :γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
  Acier :γs = 1.15 ; FeE 400 ; σs = 348 MPa.
- Situation accidentelle
  Béton :γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
  Acier :γs = 1 ; FeE 400 ; σs = 400 MPa.

. D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (N max ; M corr).
2. (M max ; N cor r).
3. (N min ; M corr).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003 [1] :

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

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

- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III

- Leur pourcentage **maximal** sera de :

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

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M max généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M max et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M max et son N corres.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N max, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M corres pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N max et son M corres.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la

combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N min et son M corres.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

$e=e_1+e_2$ $\quad e_1=\frac{M}{N+e_a}$ $\quad e_2=\frac{3L_{f^2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$

Avec : $e_a=\max(2cm ; \frac{L}{250})$ $\quad 0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris

L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

- L_f: Longueur de flambement.
- L : Longueur libre du poteau.
- h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.
- α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.
L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V.17: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (KN)	M_u (KN.m	A_{cal} (cm²)	A'_l (cm²)	Aadop (cm²)	Amin	Achoisi (cm²)
40*40	19.38	N min	0,8.G+EdX	-18.35	41.9	6.40	0.00	8HA12=9.05	14.4	8HA16= 16.08
	19.38	M max	0,8.G+EdX	132.73	47.01	6.40	0.00	8HA12=9.05	14.4	
	19.38	N max	1,35.G+1,5.Q	261.51	25.9	6.40	0.00	8HA12=9.05	14.4	
45*45	16.15	N min	0,8.G+EdX	-20.8	50.62	7.20	0.00	8HA12=9.05	18.23	8HA16= 16.08
	16.15	M max	G+Q+EdX	111.16	62.69	7.20	0.00	8HA14=12.32	18.23	
	16.15	N max	1,35.G+1,5.Q	515.13	19.73	7.20	0.00	8HA12=9.05	18.23	
	12.92	N min	0,8.G+EdX	-38.27	40.97	7.20	0.00	8HA12=9.05	18.23	12HA16 = 24.13
	12.92	M max	G+Q+EdX	164.57	57.33	7.20	0.00	8HA12=9.05	18.23	
	12.92	N max	1,35.G+1,5.Q	779.48	17.91	7.20	0.00	8HA12=9.05	18.23	
50*50	9.69	N min	0,8.G+EdX	-163.9	43.80	8.80	0.00	8HA16=16.08	9.69	12HA16 = 24.13
	9.69	M max	G+Q+EdX	1055.3	22.61	8.00	0.00	8HA12=9.05	22.5	
	9.69	N max	1.35G+1.5Q	233.65	69.09	8.00	0.00	8HA12=9.05	22.5	
	6.46	N min	0,8.G+EdX	-381.3	41.72	14.20	0.00	8HA16=16.08	22.5	12HA16 = 24.13
	6.46	M max	G+Q+EdX	290.92	66.79	8.00	0.00	8HA16=16.08	22.5	
	6.46	N max	1,35.G+1,5.Q	1338.5	26.46	8.00	0.00	8HA14=12.32	22.5	
	3.23	N min	0,8.G+EdY	-781	30.94	20.4	0.00	8HA16=16.08	22.5	12HA16 = 24.13
	3.23	M max	G+Q+EdX	351.44	31.53	8	0.00	8HA16=16.08	22.5	
	3.23	N max	1,35.G+1,5.Q	1636.8	9.67	8	0.00	8HA16=16.08	22.5	

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Tableau .V.18 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)		N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
40*40	19.38	35.93	33.40	0.5	7.7	15.00	201.63
	19.38	141.72	19.10	2.7	37.5	15.00	201.63
	19.38	154.08	-18.90	0.6	7.5	15.00	201.63
45*45	16.15	63.41	38.70	0.6	8.6	15.00	201.63
	16.15	312.64	38.70	2.8	38.7	15.00	201.63
	16.15	315.80	14.40	2.5	36	15.00	201.63
	12.92	116.81	28.30	1	14.5	15.00	201.63
	12.92	505.63	32.50	2.8	38.8	15.00	201.63
	12.92	509.41	13.10	3.2	47.3	15.00	201.63
50*50	9.69	706.88	37.50	2.7	37.8	15.00	201.63
	9.69	700.19	16.50	3.4	49.8	15.00	201.63
	9.69	156.45	23.70	1.1	15.7	15.00	201.63
	6.46	228.84	25.30	1.3	19.3	15.00	201.63
	6.46	897.32	38.60	3	42.8	15.00	201.63
	6.46	911.13	19.30	4.1	60.5	15.00	201.63
	3.23	269.21	8.89	1.8	26	15.00	201.63
	3.23	1101.10	-12.10	2.2	32.1	15.00	201.63
	3.23	1121.13	**7.06**	4.7	69.8	15.00	201.63

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b} = 15$ MPa

- **La fissuration est considérée :**
  - Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
  - Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction

de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est

Donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τu : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93 [2] :

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ …… Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 (version2003) [1] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

P_d = 0,075…….si l'élancement λ≥5

P_d = 0,040…….si l'élancement λ<5 Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V.19 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section (cm²)	T_u max (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
V étage	40*40	44.286	1.28	17.16	0.075	1.875	3.33	C.V
III et IV étage	45*45	153.315	1.19	15.25	0.075	1.875	3.33	C.V
RDC et I et II étage	50*50	113.55	0.89	13.73	0.075	1.875	3.33	C.V

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

Tu : l'effort tranchant de calcul.
h I: hauteur totale de la section brute.
St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale\ . \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & si\ \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si\ \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f/D$
D : dimension de la section droite du Poteau.
On prend f_e =235 MPa
On a Φl_{min}= 1.4 cm

❖ Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- $Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.
- $Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales
- Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.20 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

section	T_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	choix
40*40	44.286	**201.06**	**7.07**	**2.5**	**120.7**	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
45*45	153.315	**201.06**	**6.28**	**2.5**	**34.88**	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
50*50	113.55	**201.06**	**5.66**	**2.5**	**47.10**	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

V.3.8.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At / St. b) :

Tableau .V.21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
40*40	**courante**	**0.34**	7.07	oui	-	oui
	nodale	**0.50**		oui	-	oui
45*45	**courante**	**0.30**	6.28	oui	-	oui
	nodale	**0.45**		oui	-	oui
50*50	**courante**	**0.40**	5.66	oui	-	oui
	nodale	**0.40**		oui	-	oui

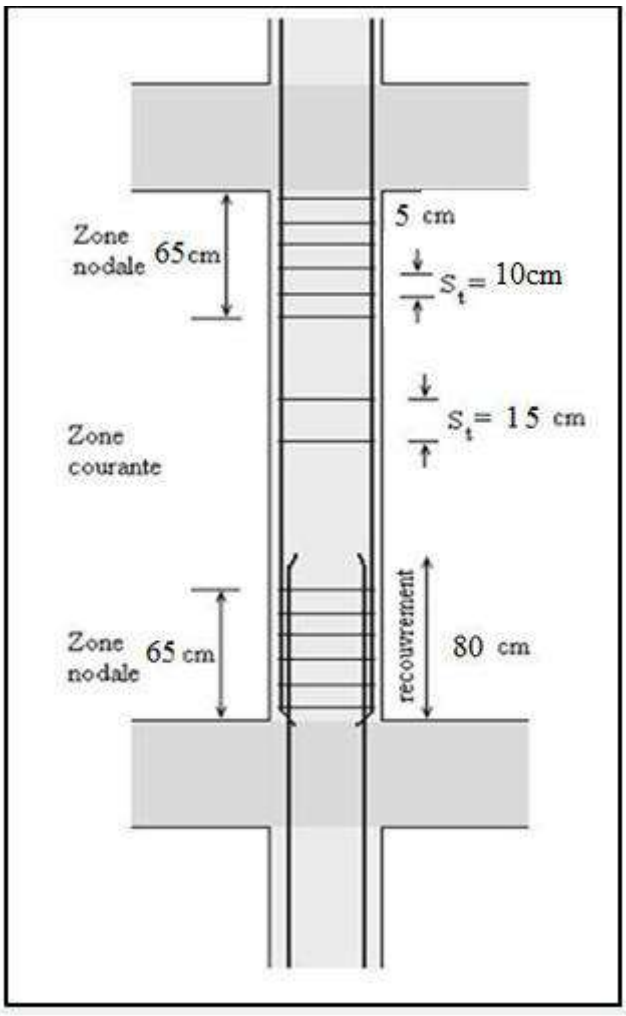


Figure .V.12 : Disposition des armatures dans les poteaux

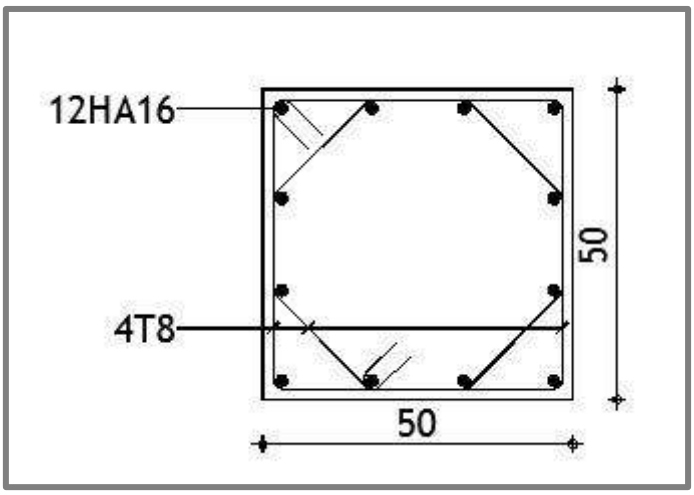


Figure V-13 : Ferraillage des poteaux (50×50)

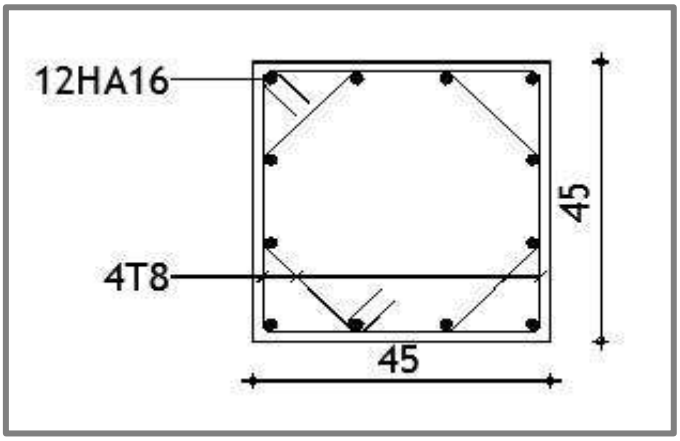


Figure V-14 : Ferraillage des poteaux (45×45)

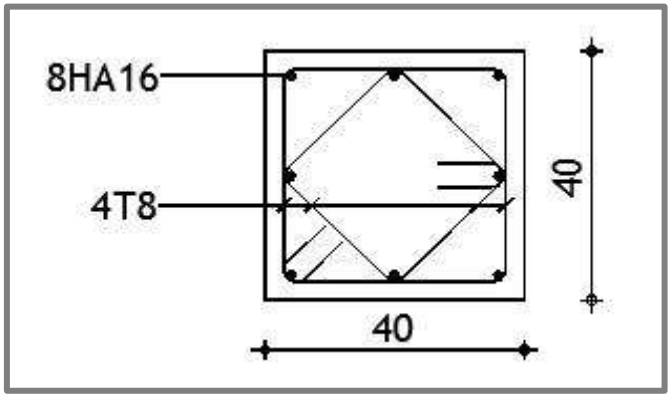


Figure V-15 : Ferraillage des poteaux (40×40)

V.4.1.Introduction :

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

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

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

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

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

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

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

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

➢ **Armatures verticales :**

❖ **Selon le CBA 93 [2] :**

$A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement

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

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :

- $A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.
- $A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.
- $A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

➢ **Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Selon le CBA 93[2]:

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{a}{10} ; \varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{\boldsymbol{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}}{\boldsymbol{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}}$

La contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

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

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

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$$\phi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$$

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

- **<u>Armatures transversales :</u>**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

<u>V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux</u> :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

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

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

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

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

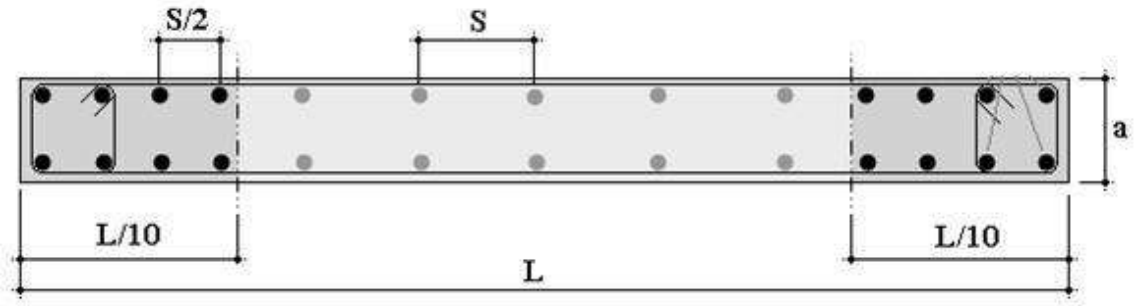


Figure V-16 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5. les voiles pleins :

V.5.1.les armatures verticale :

Détermination des armatures de résistance :

Tableau .V.22 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau v-23 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
RDC	V_1	15*215.0	961.58	1282.39	ACC	9.2	4.84	3.22	15	2*(17HA12=19.23)
1ere	V_1	15*215.0	1033.69	807.24	ACC	9.2	4.84	3.22	15	2*(17HA12=19.23)
2ere	V_1	15*215.0	844.82	616.63	ACC	9.2	4.84	3.22	15	2*(17HA12=19.23)
3eme	V_1	15*217.5	668.53	547.47	ACC	9.3	4.89	3.26	15	2*(17HA12=19.23)
4eme	V_1	15*217.5	459.68	303.39	ACC	9.3	4.89	3.26	15	2*(17HA12=19.23)
5eme	V_1	15*210.0	210.19	180.94	ACC	9.0	4.72	3.15	15	2*(17HA12=19.23)

Tableau V-24 : vérification selon les règlements

	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	vérification
Voiles 1	19.23	3.26	4.89	C.V

❖ **Vérification des armatures à ELS :**

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

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

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

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

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

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

Tableau V-25 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{Choix} (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	V_1	15*215	673.93	3.71	19.23	2.0	15	29.3	201.63	C.V
1ere	V_1	15*215	559.00	5.65	19.23	1.6		24.6		
2ere	V_1	15*215	446.65	6.68	19.23	1.3		19.9		
3eme	V_1	15*217.5	353.77	15.01	19.23	1.1		16.5		
4eme	V_1	15*217.5	233.76	8.42	19.23	0.7		10.8		
5eme	V_1	15*210	115.07	12.23	19.23	0.4		6.4		

V.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V-26 : calcul des armatures horizontaux des voiles pleins.

niveau	voile	e	H	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	HA	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
RDC	V_1	15	288	499.19	2.15	5	**C.V**	10	15	**8.64**	**2*(19HA10)**	**14.92**
1ere	V_1	15	288	410.83	1.77	5	**C.V**	10	15	**8.64**	**2*(19HA10)**	**14.92**
2ere	V_1	15	288	345.04	1.49	5	**C.V**	10	15	**8.64**	**2*(19HA10)**	**14.92**
3eme	V_1	15	288	324.76	1.40	5	**C.V**	10	15	**8.64**	**2*(19HA10)**	**14.92**
4eme	V_1	15	288	216.56	0.93	5	**C.V**	10	15	**8.64**	**2*(19HA10)**	**14.92**
5eme	V_1	15	288	119.83	0.52	5	**C.V**	10	15	**8.64**	**2*(19HA10)**	**14.92**

V.5.3. Armatures transversales :

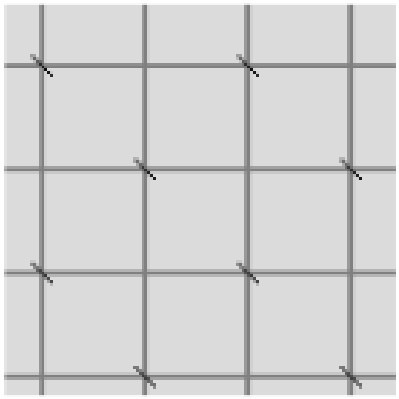
Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

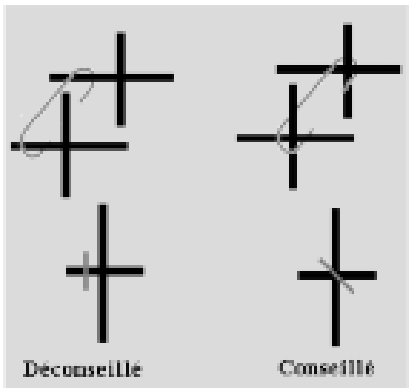
Tableau V-27: diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $\emptyset_v$	épingles $\emptyset_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

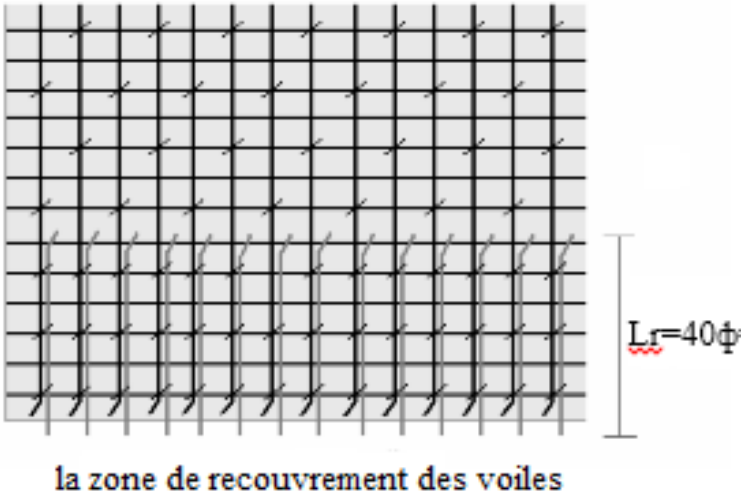




Disposition des épingles

Figure V-17 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr =40ϕ=48 cm ~ 50 cm.



la zone de recouvrement des voiles

Figure V-18 : La zone de recouvrement des voiles

V.5.4.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.5.5.1.les trumeaux :

- **Les armateurs verticaux :**

❖ **A.1. Détermination des armatures a l'EL**

Tableau V-28 : calcul des armatures verticales

niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
RDC	V_2	15*245	768.53	1403.68	ACC	10.4	5.51	3.67	10	2*(12HA12=13.57)
1ere	V_2	15*245	642.73	953.36	ACC	10.4	5.51	3.67	10	2*(12HA12=13.57)
2eme	V_2	15*245	510.37	563.56	ACC	10.4	5.51	3.67	10	2*(12HA12=13.57)
3eme	V_2	15*250	413.47	360.93	ACC	10.6	5.62	3.75	10	2*(12HA12=13.57)
4eme	V_2	15*250	267.48	131.33	ACC	10.6	5.62	3.75	10	2*(12HA12=13.57)
5eme	V_2	15*255	81.15	52.09	ACC	10.8	5.74	3.82	10	2*(12HA12=13.57)

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau V-29 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	σ_b	σ_s	verification
RDC	V_2	15*245	707.53	5.63	G+Q	13.57	1.8	26.4	C.V
1ere	V_2	15*245	591.82	46.19	G+Q	13.57	1.7	25.2	C.V
2eme	V_2	15*245	465.52	59.33	G+Q	13.57	1.4	21.5	C.V
3eme	V_2	15*250	378.57	64.06	G+Q	13.57	1.2	18.2	C.V
4eme	V_2	15*250	245.71	68.97	G+Q	13.57	0.9	13.8	C.V
5eme	V_2	15*255	111.31	69.54	G+Q	13.57	0.6	8.8	C.V

Las armateurs horizontaux :

Tableau V-30 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

niveau	voile	e	H	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	HA	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
RDC	V_2	15	283	460.85	1.52	5	C.V	10	10	8.49	2*(12HA10)	9.42
1ere	V_2	15	283	372.77	1.23	5	C.V	10	10	8.49	2*(12HA10)	9.42
2eme	V_2	15	283	244.15	0. 80	5	C.V	10	10	8.49	2*(12HA10)	9.42
3eme	V_2	15	283	183.41	0.60	5	C.V	10	10	8.49	2*(12HA10)	9.42
4eme	V_2	15	283	61.68	0.20	5	C.V	10	10	8.49	2*(12HA10)	9.42
5eme	V_2	15	283	3.92	0.013	5	C.V	10	10	8.49	2*(12HA10)	9.42

V.5.6.2. 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

Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) :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 :

$\lambda = 1/h$ { $\lambda>1$ (linteau longe) ; $\lambda< 1$(linteau court)

a. linteau long $\lambda>1$:

On à: $S_t \leq A_t\ fe\ \frac{Z}{\bar{T}}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court 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 : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

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

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

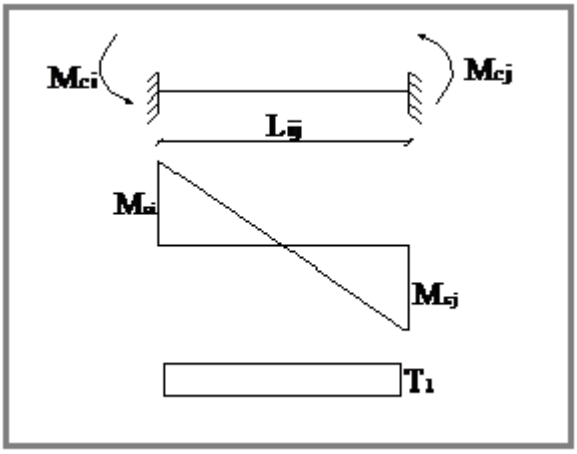


Figure V-19 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) :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 α $= \frac{h - 2d}{L}$

V = V_u (sans majoration)

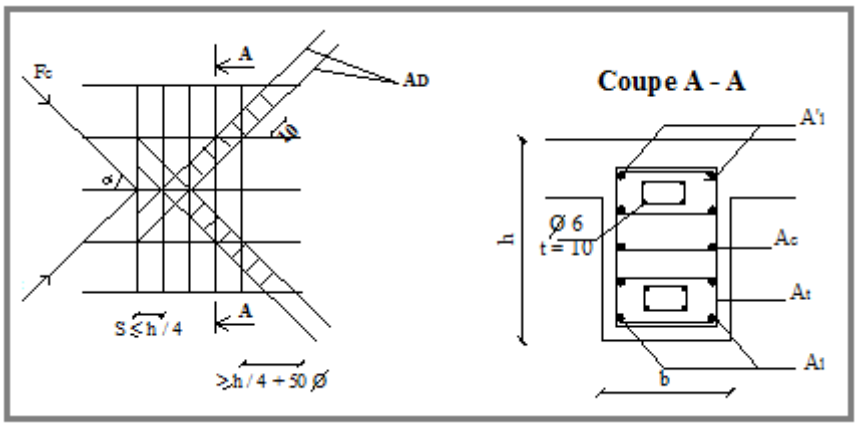


Figure V-20: Armatures du linteau selon le RPA 99

<u>Ferraillage minimal</u> : 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.31: 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 / 1ere	V_2	15	203	110	535.59	2.74	323.68	Traction compression
1 ere / 2eme	V_2	15	203	110	414.51	2.12	261.20	Traction compression
2eme / 3eme	V_2	15	203	110	300.00	1.53	194.33	Traction compression
3eme / 4eme	V_2	15	203	110	196.08	1.00	140.44	Flexion simple
4eme / 5eme	V_2	15	203	110	118.25	0.60	78.73	Flexion simple
5eme	V_2	15	93	110	47.83	0.53	32.94	Flexion simple

Tableau .V.32 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	$A_{choisie}$ (cm²)			
	Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	8.16	4.57	0.56	6.09	15	8HA12	4HA14	7HA10	2*10HA10
1ère - 2ème	6.59	4.57	0.56	6.09	15	8HA12	4HA14	7HA10	2*10HA10
2ème - 3ème	4.94	457	0.56	6.09	15	8HA12	4HA14	7HA10	2*10HA10
3ème - 4ème	/	0.01	1.58	/	15	/	4HA12	7HA10	2*10HA10
4ème - 5ème	/	0.01	1.58	/	15	/	4HA12	7HA10	2*10HA10
5ème	/	0.01	1.58	/	15	/	4HA12	7HA10	2*10HA10

CHAPITRE VI:
CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction :

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

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

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

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

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

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

VI.2. Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir

des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol **[5]** donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature marno argileuse
  - De faible humidité et moyenne compacité W=13.34%.
  - Argiles peu plastique.
  - De moyenne compressibilité
  - Peu gonflant
  - De Moyenne cohésion c=0.832 bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- semelles filantes sous poteaux.

Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 bar** pour une profondeur d'ancrage de **2.0m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

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

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

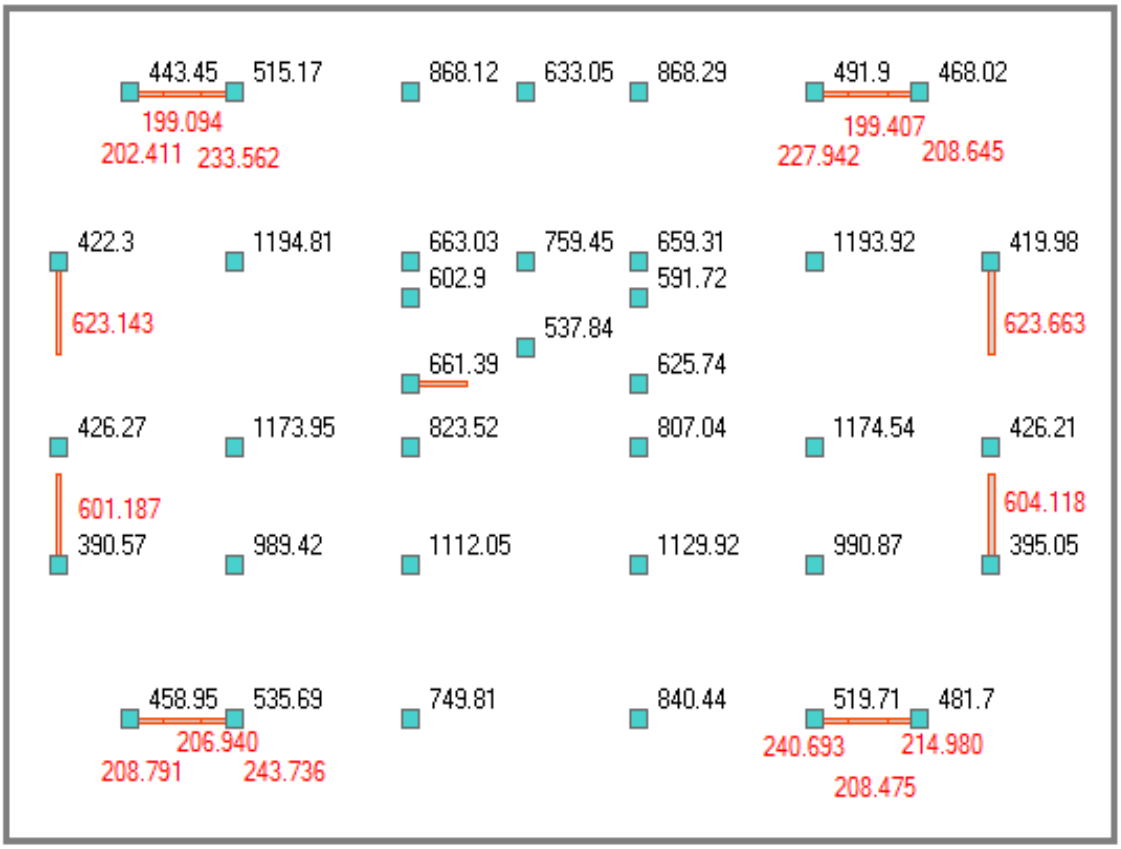


Figure VI.1 : Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS

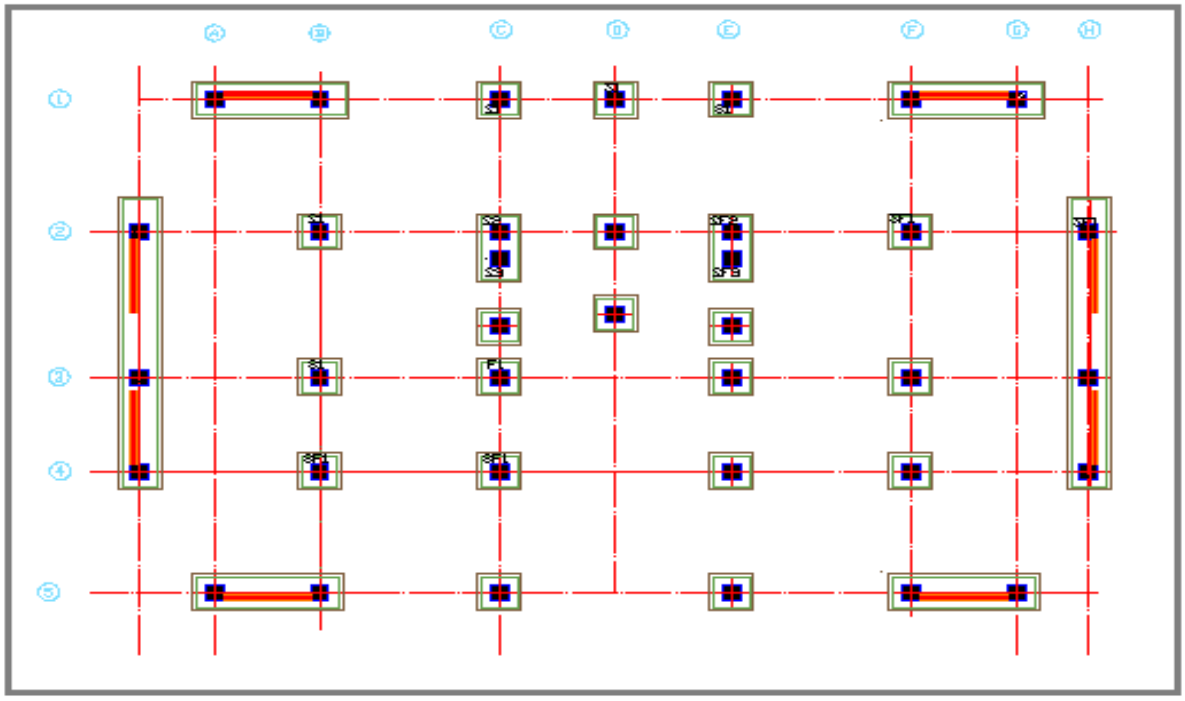


Figure VI.2 : La proposition des semelles isoler.

VI. 2. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort

normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

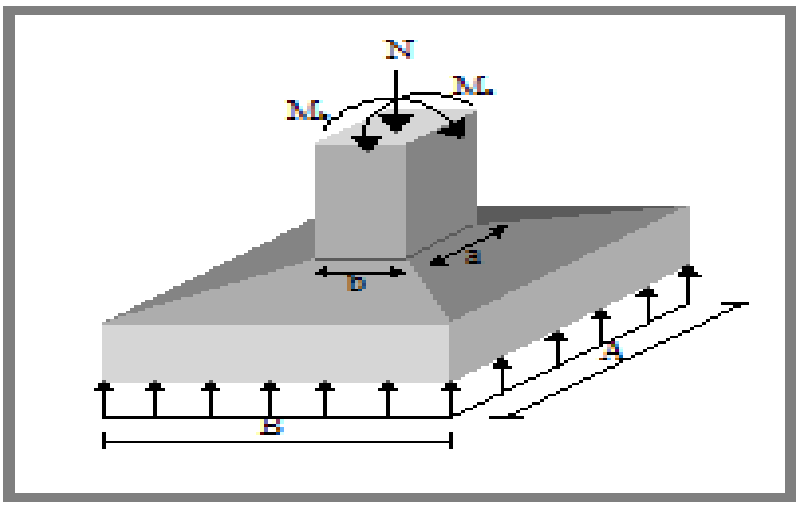


Figure VI.3 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Si M=0

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_S}}$$

$$da \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h\ adp \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\ adp} \frac{\phi a+\phi B}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A = \frac{N\ (A-a)}{8\ .\ da\ .\ \sigma s} \\ A = \frac{N\ (B-b)}{8\ .\ db\ .\ \sigma s} \end{cases}$$

Si M≠ 0 :

On procède comme suit :

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="2">Répartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Répartition triangulaire</th></tr>
<tr><th colspan="4">Dimensionnement des semelles carré</th></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma_s.B^3$-N.B-3$^e{}_{0b}$.N ≥ 0</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\ \sigma_s.B^2$-(3.99$\frac{a}{b}$.$e_{0b}$. σ_s)B-2.N ≥ 0</td></tr>
<tr><td>M_a=0</td><td>⟶ B ⟶A</td><td colspan="2" rowspan="2">A=$\frac{a}{b}$. B</td></tr>
<tr><td>M_a≠0</td><td>$\frac{a}{b}\sigma_s.A^3$-N.A-3e_{0b}.N ≥ 0</td></tr>
<tr><th colspan="4">Ferraillage des semelles carré</th></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$</td><td>$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$</td></tr>
<tr><td>M_a=0</td><td>$A_a=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{A-a}{8.d_b.\sigma_s})$</td><td>$M_a$=0</td><td>$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$</td></tr>
<tr><td>M_a≠0 et $e_{0a} \leq A/18$</td><td>$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$</td><td>$M_a$≠0</td><td>$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

Tableau VI-2 : dimensionnement de la section des semelles isolées

semelle	Combinaison	N (kn)	M_{ser} (KN.m)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	d(m)	h (m)
S1	G+Q	193.74	7.06	2.44	2.44	3.0	3.0	0.65	0.70
S2	G+Q	667.64	4.90	1.83	1.83	2.1	2.1	0.45	0.50
S3	G+Q	587.65	6.27	1.71	1.71	2.0	2.0	0.4	0.45
S4	G+Q	662.76	2.93	1.82	1.82	2.1	2.1	0.4	0.45
S5	G+Q	1162.26	7.97	2.41	2.41	3.0	3.0	0.55	0.60
S6	G+Q	820.63	3.89	2.02	2.02	2.3	2.3	0.50	0.55
S7	G+Q	959.20	5.19	2.20	2.20	2.5	2.5	0.55	0.60
S8	G+Q	1129.78	8.79	2.40	2.40	3.0	3.0	0.65	0.70
S9	G+Q	846.79	3.51	2.06	2.06	2.5	2.5	0.55	0.60
S10	G+Q	833.67	6.02	2.04	2.04	2.5	2.5	0.55	0.60
S11	G+Q	643.43	8.31	1.79	1.79	2.2	2.2	0.45	0.50
S12	G+Q	797.00	6.08	1.99	1.99	2.3	2.3	0.45	0.50
S13	G+Q	556.91	8.64	1.66	1.66	2.2	2.2	0.45	0.50

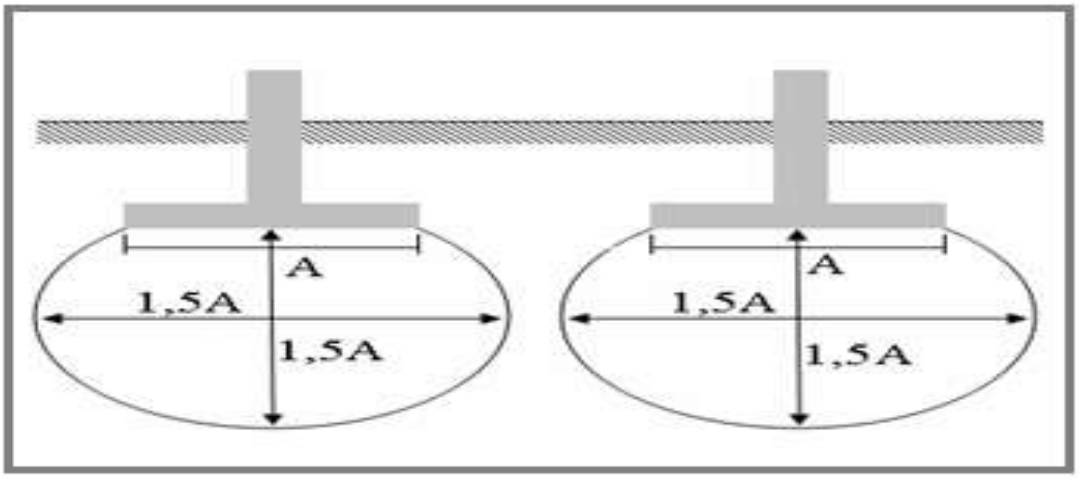


Figure VI-4 : Les bulles de pression

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{b-2(e+\phi b+\frac{\phi}{2}a)}{(na-1)}$; $Sb=\frac{A-2(e+\frac{\phi}{2}b)}{(nb-1)}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées :

VI .2.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

Tableau VI-3.: vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X.Y.

	semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
suivant x	S1-S2	3	2.1	3.82	4.95	NON
	S5-S6	3	2.3	3.97	4.95	NON
	S7-S8	2.5	3	4.125	4.95	NON
	S9-S11	2.5	2.2	3.525	3.2	chevaucher
	S2-S12	2.1	2.3	3.3	3.2	chevaucher
suivant Y	semelle	A	A'	1.5x(A+A')/2	L	L ≥1.5x (A+A')/2
	S2-S3	2.1	2	3.075	0.93	chevaucher
	S3-S4	2	2.1	3.075	2.23	chevaucher
	S4-S6	2.1	2.3	3.30	1.64	chevaucher
	S6-S84	2.3	3	3.975	3.03	chevaucher
	S8-S10	3	2.5	4.125	4	chevaucher
	S5-S7	3	2.5	4.125	3.1	chevaucher
	S9-S2	2.5	2.1	3.45	4.40	NON
	S11-S12	2.2	2.3	3.375	4.40	NON
	S12-S13	2.3	2.2	3.375	2.25	chevaucher

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3. Calcul des semelles filantes :

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles .
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton .
- Bon enrobage des armatures .
- **Non poinçonnement**

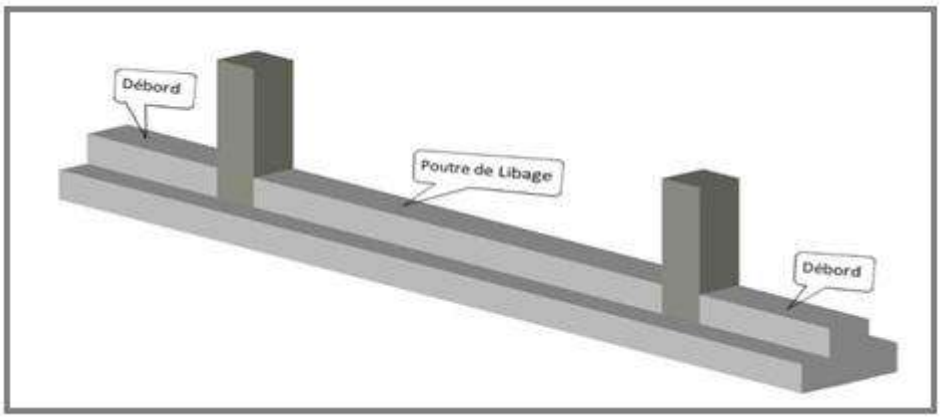


Figure VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

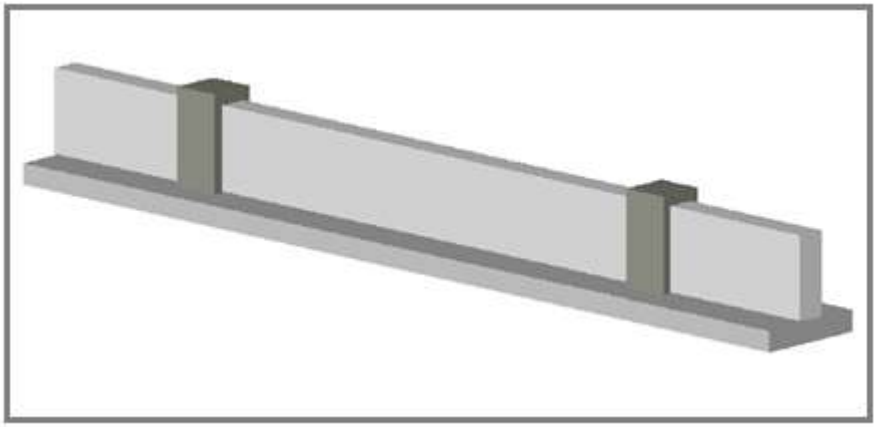


Figure VI.6 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.3.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

∑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 :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants

Tableau VI.4: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	M_{ser}/ml (KN)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d_b(m)	e(m)
SF_1	9.60	2469.021	257.189	38.61	4.02	1.30	1.70	0.35	0.30	0.05
SF_2	18.55	6620.802	356.916	56.43	3.04	1.80	2.30	0.50	0.45	0.05
SF_3	18.25	5522.46	302.60	10.84	0.59	1.53	2.00	0.45	0.40	0.05
SF_4	8.56	1930.34	225.507	30.93	3.61	1.15	1.50	0.30	0.25	0.05

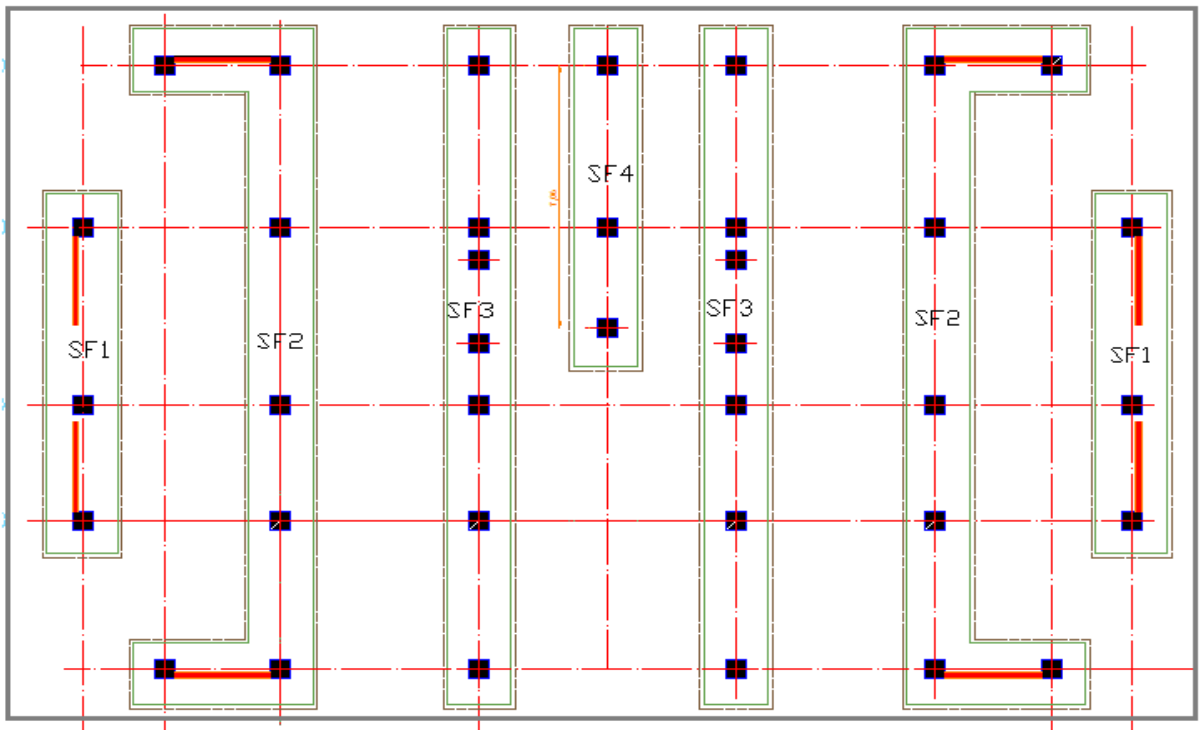


Figure VI.7: La proposition des semelles finale

VI.3.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau VI.5: vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	N_{ser}(KN)	M_{ser} (KN.m)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorce\ p}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	S_f (m^2)	σ (Mp)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF_1	2469.021	38.61	142.80	30.938	484.704	16.32	1.92	C.V
SF_2	6620.802	56.43	533.31	65.625	1151.955	42.66	1.96	C.V
SF_3	5522.46	10.84	410.625	67.813	1018.35	36.50	1.92	C.V
SF_4	1930.34	30.93	96.30	31.875	392.904	10.06	1.90	C.V

VI.3.4.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur 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 répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	ESP (cm)
SF_1	350.482	5.51	5.18	7HA12=7.92	15
SF_2	487.222	4.26	7.08		
SF_3	412.385	2.32	5.60		
SF_4	308.438	1.75	3.73		

- **Armatures de répartition :**

$$\mathbf{A_{rép}}=\frac{\boldsymbol{A(cm^2).B(m)}}{\mathbf{4}} \quad ; \quad \mathbf{ESP}=\frac{\boldsymbol{B-2e-\emptyset}}{\boldsymbol{(n-1)}}$$

Tableau VI.7: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF (1)	8HA12=9.05	20
SF (2)	11HA12=12.44	20
SF (3)	10HA12=11.31	20
SF (3)	7HA12=7.92	20

VI.3.5. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

$l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.8:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF (1)	12	42.86	21.25	42.50	Courbe
SF (2)	12	42.86	28.75	57.50	Courbe
SF (3)	12	42.86	25	50.00	Courbe
SF (4)	12	42.86	18.75	37.50	Courbe

❖ **Commentaire :**

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.3.6. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.9: Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	3364.63	52.90	0.016	1.70	0.425	C.V
SF_2	9037.97	79.02	0.009	2.30	0.575	C.V
SF_3	7526.03	42.34	0.006	2.00	0.500	C.V
SF_4	2640.23	14.98	0.006	1.50	0.375	C.V

VI.4. Ferraillage Longitudinal:

VI.4.1.Dimensionnement :

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

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

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

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

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3 et PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1,SF2 ,SF3,SF4) respectivement .

Tableau VI.10: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.5	4.30	0.90	3037500	5.87	oui
PL2	0.5	4.30	0.90	3037500	5.87	oui
PL3	0.5	3.85	0.90	3037500	5.87	oui
PL4	0.5	3.85	0.90	3037500	5.87	oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	3364.63	2469.021	9.60	350.48	257.180
PL2	9037.97	6620.802	18.55	487.222	356.916
PL3	7526.03	5522.46	18.25	412.38	302.600
PL4	2640.23	1930.34	8.56	308.438	225.507

VI.4.2.Calcul des moments :

Aux appuis :

À l'ELU:

$$\boldsymbol{Ma = -\frac{q_u * (l'^2_w + \gamma l'^2_e)}{8.5 * (1 + \gamma)}}$$

À l'ELS :

$$\boldsymbol{Ma = -\frac{q_{ser} * (l'^2_w + \gamma l'^2_e)}{8.5 * (1 + \gamma)}}$$

En travées :

À l'ELU:

$$\boldsymbol{Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}}$$

À l'ELS :

$$\boldsymbol{Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}}$$

Tableau VI.12: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	580.14	430.97	425.70	322.10
PL2	768.78	483.61	563.18	354.28
PL3	666.31	354.50	487.46	260.86
PL4	406.14	311.25	296.94	227.57

VI.4.3Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392$

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

Tableau VI.13: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A_{min} RPA (cm^2)	A (cm^2)	choix
PL1	Travée	430.97	85	22.5	15.25	5HA20=15.71
	appui	580.14	85	22.5	20.88	7HA20=21.99
PL2	Travée	483.61	85	22.5	17.21	6HA20=18.85
	appui	768.78	85	22.5	28.32	10HA20=31.42
PL3	Travée	354.50	85	22.5	12.44	4HA20=12.57
	appui	666.31	85	22.5	24.23	8HA20=25.13
PL4	Travée	311.25	85	22.5	10.87	4HA20=12.57
	appui	406.14	85	22.5	14.33	5HA20=15.71

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

$[\sigma b]$= 15Mpa

$[\sigma s]$= 201.6Mpa

Tableau VI.14: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage

élément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	$\sigma b \leq [\sigma b]$ et $\sigma s \leq [\sigma s]$
PL1	Travée	15.71	322.10	6.97	266.25	Non
	appui	21.99	425.70	8.15	255.32	Non
PL2	Travée	18.85	354.28	7.17	246.07	Non
	appui	31.42	563.18	9.54	240.85	Non
PL3	Travée	12.57	260.86	6.15	267.00	Non
	appui	25.13	487.46	8.91	257.54	Non
PL4	Travée	12.57	227.57	5.36	232.92	Non
	appui	15.71	296.94	6.43	245.45	Non

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

Calcul à l'ELS:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

élément		Mser(KN.m)	A(cm^2)	choix
PL1	Travée	322.10	21.02	7HA20=21.99
	appui	425.70	28.20	9HA20=28.27
PL2	Travée	354.28	23.24	8HA20=25.13
	appui	563.18	37.92	13HA20=40.84
PL3	Travée	260.86	16.85	6HA20=18.85
	appui	487.46	32.54	11HA20=34.56
PL4	Travée	227.57	14.61	5HA20=15.71
	appui	296.94	19.30	7HA20=21.99

VI.4.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*0.9 = 2.7cm², donc on adopte 6HA12=6.79cm².

VI.4.5.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI.16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	A_t(cm^2)	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	422.890	0.99	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL2	809.230	1.90	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL3	522.600	1.22	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL4	670.590	1.57	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

On adopte une section de 30 x 30

VI.5.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : $Fu = \frac{Nu}{\alpha}$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.17. Valeurs de α

Site	zone I	zone IIa	**zone IIb et III**
S_3	15	12	**10**

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1636.8}{10} = 163.68$$

$$f\ ser = \frac{Nser}{\alpha} = \frac{1193.79}{10} = 119.38$$

VI.6.3. 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. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{Fu}{fe/us}$$

Où : $F_u = 163.68$ kN

Alors : $A_u = \frac{163.68}{400/1.15} = 4.71 cm^2$

- condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors on a : $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.72 cm^2$

Donc on adopte A= 6HA12=6.78cm²

- vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 118.65$ kN

Alors : $\sigma_s = \frac{119.38*10^3}{678} = 176.08$ MPa $\leq \overline{\sigma_s} = 202$ MPa (c.v)

Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1] : ►► [Art 10.1.1.b]** ◄◄qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

1. section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.00\text{mm}$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

2. Espacement :

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm};15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm};18\text{cm}\right]$$

st=15

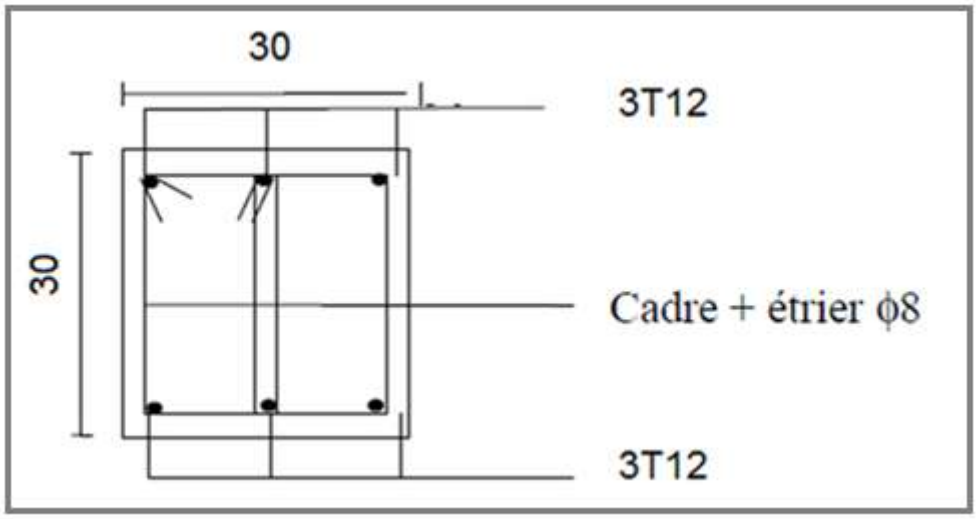


Figure VI.8. Ferraillage des longrines

Conclusion générale

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

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

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

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