REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURES

Thème
Conception et étude d'un bâtiment ss+ RDC+7etage a usage multiple à usage d'abitation

---

Présenté par

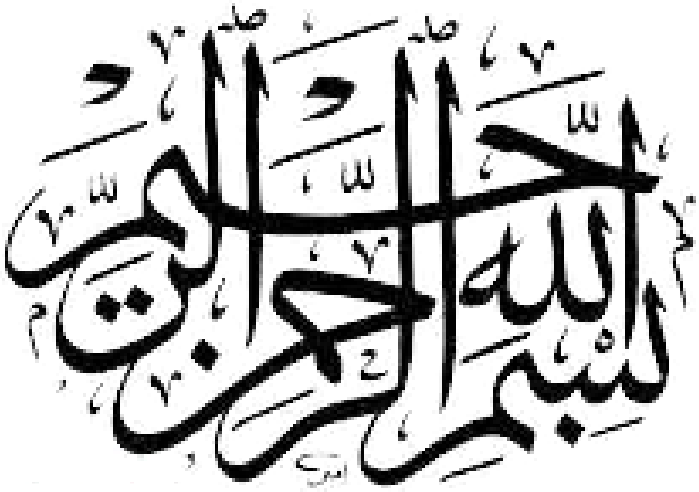
BOUGASMI Khaoula

BELLOULOU Zineb

Proposé et Dirigé par

YOUSFI Mahfoud

Promotion Juin 2022


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicaces

Avec l'aide de dieu tout puissant, j'ai pu accomplir ce modeste travail Ce travail de recherche l'obtenir du diplôme de master 2, dirigé par monsieur MAHFOUD YOUSFI a été du département Génie civil de la faculté technologie de L'université yahia fares de medea .

Je remercie en premier lieu Mes très chers parents pour l'aide, la confiance et le soutien dont ils ont fait preuve tout au longe de ma vie, ma sœur selsabile et mes fréres Okba, abdellatif ,mohamed mon fiancé Kader mechali .

Je remercie avec admiration mon enseignant, Mr. A MAHFOUD YOUSFI

Ainsi tous mes collègues , surtout ceux qui nous ont aidés à mes études Fatima , nouha et tout la promotion 2022.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon amie et mon binôme bougasmi khawla.

Zineb
belloulou

Dédicaces

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

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon coeur, " ma mère ".

Á celui qui m’a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l’homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mon frère elhadi

Á mes chères soeurs

Á mes chers amis bouchra ,houda et ayoub et à tous mes amis.

Á mon binôme belloulou zineb et toute la promotion 2022

Bougasmi khaoula

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon Directeur de mémoire Mr MAHFOUD YOUSFI.

Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé. J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Nous remercions également l'ingénieur OUSAMA DEGHICHE pour la modalisation et les diverses discussions et conseils enrichissants.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Zineb et khaoula

Table de matière

Introduction général 1

I. Présentation du projet: 1

I.1. Introduction : 1

I.2. Présentation de l'ouvrage de l'étude: 1

I.3. Conception de la structure du bâtiment: 1

I.4. Hypothèse de calcul: 2

I.5. Règles et normes de calcul: 3

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux: 3

I.6.1. Béton : 3

I.6.1.1. Composition du béton: 3

I.6.1.2. Résistance du béton à la compression : 4

I.6.1.3. Résistance à la traction: 4

I.6.1.4. Modules de déformation longitudinal: 5

I.6.1.5. Coefficient de Poisson v: 5

I.6.1.6. Contraintes limites: 6

I.6.2. Acier: 7

I.6.2.1. Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2): 8

I.6.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service: 8

I.7. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet: 9

I.8. Les actions et sollicitations: 9

I.8.1. Les actions: 9

I.8.2. Sollicitations 10

II.1. INTRODUCTION 12

II.2. PREDEMENTIONNEMNT DES PLANCHERS 12

II.2.1. LES PLANCHER 12

II.2.2. Plancher en corps creux 12

II.2.3. Plancher en dalle pleine 13

II.3. Evaluation des charges et surcharges 13

II.3.1. Maçonnerie: 13

II.3.2. Plancher terrasse (inaccessible) : 14

II.3.2.1 charge permanente 14

II.3.2.2 surcharges d'exploitation : 15
II.3.3. Plancher courant : 15
II.3.1. Charge permanentes : 15
II.3.4. Dalle pleine : 15
II.3.4.1 plancher courant 15
II.3.4.2 Plancher terrasse (accessible) : 16
II.3.4.3 surcharge d'exploitation : 16
II.4.pré dimensionnement des poutres : *16*
II.4.1 poutre principale 17
II.4.2 poutre secondaire : 18
II.5.pré dimensionnement des poteaux : *18*
II.5.1 Procédure de calcul : 19
II.5.2 .choix le poteau le plus sollicité. 20
II.5.3 Descente des charges 21
II.5.3.1 Charge permanentes 21
II.5.3.2.surcharge d'exploitation : 21
II.5.3.3.détermination et vérification de l'effort normal : 22
II.5.4.vérification vis-à-vis RPA (version 2003) : 22
II.6.pré dimensionnement des voiles : *23*
III. Introduction : *24*
III.1 : L'acrotère : *24*
III.1.1.calcul de la l'acrotère : 24
III.1.2.le ferraillage : 24
III.1.3 calcul de l' excentricité : 25
III.1.4.sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue : 26
III.1.5 calcul de ferraillage: 26
III.1.6 vérification à l'ELU : 27
III.2.L 'escalier : *27*
III.2.1.Définition : 27
III.2.2.Dimensionnement : 28
III.2.3.Epaisseur de la paillasse et du palier : 29
III.2.4 Evaluation des charges et surcharges : 29
III.2.4.1 .charges permanents de palier : 29
III.2.4.2.charge permanents la paillasse : 30
III.2.4.3. surcharge d'exploitation : 30

III.2.4.4 Détermination des efforts : 30
III.2.5.calcul de ferraillage : 32
III.2.5.1. calcul des sections d'acier de l'escalier : 32
III.2.5.2 les armateurs de répartition : 33
III.2.5.3 vérification de l'espacement 33
III.2.5.4 vérification à L'ELS : 33
III.2.5.5 vérification de l'effort tranchant : 33
III.2.5.6 vérification de la flèche : 33
III.3.6. Etude de la poutre palière : 34
III.3.6.1 pré dimensionnement : 34
III.3.6.2 Evaluation des charges : 34
III.3.6.3 Sollicitation : 35
III.3.6.4 calcul du ferraillage : 36
III.4 les dalles plaines : 38
III.4.1 .Définition: 38
III.4.2.Méthode de calcul: 38
III.4.3. Principe de calcul: 38
III.4.4 évaluation des charges : 39
III.4.5 calcul les types de dalle : 39
III.4.6.calcul du ferraillage :. 43
III.4.6.1 vérification à L'ELS : 43
III.4.6.2.les armateurs de répartition : 43
III.4.6.3 .vérification de l'espacement : 44
III.4.6.4 vérification de l'effort tranchant : 44
III.4.6.5 vérification de la flèche : 44
III.5.Etude de la dalle machine : 44
III.5.1.Introduction : 44
III.5.2 calcul de la dalle plaine : 45
III.5.2.1. Calcul des moments à l'ELU : 45
III.5.3.calcul de ferraillage : 48
III.5.3.1 vérification à l'ELS : 48
III.5.3.2 les armateurs de répartition : 49
III.5.3.3 vérification de l'espacement : 49
III.5.3.4. vérification de l'effort tranchant : 49
III.5.3.5. vérification de la flèche : 49

III.6. Étude des poutrelles _____ *51*

III.6.1. avant coulage : _____ **51**

III.6.1.1Calcule des étaiements : _____ **52**

III.6.2. Après coulage : _____ **52**

III.7. Calcul du ferraillage _____ *62*

III.7.1.Vérification au cisaillement : [1] _____ **64**

III.7.2. Vérifications préliminaires de la flèche _____ **64**

III.7.3. Évaluation détaillée de la flèche : [1] _____ **65**

IV.1. INTRODUCTION : _____ *67*

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : _____ *68*

IV.2.1. Centre de masse : _____ **68**

IV.2.2.Centre de torsion : _____ **69**

IV.2.3.Excentricité : _____ **70**

VI.2.3.1.Excentricité théorique (statique) : _____ **70**

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] _____ **70**

IV.2.3.3 Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] _____ **71**

IV.2.4. choix de la méthode de calcul : _____ **71**

IV.2.4.1.Introduction : _____ **71**

IV.3.Résultats et vérification de l'analyse dynamique : _____ *75*

IV.3.2.vérification de participation massique [Art 4.3.4.a Rpa99v2003] : _____ **76**

IV.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄ ___ **76**

IV.3.4.vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99V2003] : _____ **78**

IV.3.4.1.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur : _____ **79**

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ : _____ **79**

IV.3.4.2.moment de renversement : _____ **81**

IV.3.4.3.Moment stabilisant : _____ **82**

IV.3.4.1.Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1.RPAv2003] : _____ **83**

IV.3.7. vérification de cisaillement des éléments : _____ **85**

V.2.EFFET DE LA THEMPERATEUR : _____ *87*

V.2.1.La procédure du calcul CBA 93[ART.3.3.2] _____ **88**

V.3.Résultats du calcul : _____ *88*

VI.1.INTRODUCTION _____ *91*

VI.2.FERRAILLAGE DES POUTRES _____ *91*

VI.2.1.Introductoin _____ **91**

VI.2.2.Recommandation des règlements : _____ **91**

VI.2.2.1 Recomandations du R.P.A99v2003 : 91
VI.2.3.Ferraillage longitudinal des poutre principales et secendaire a l'ELU : 92
VI.2.3.1.Les poutre principale(30x40) 92
VI.2.3.2.Les poutres secendaire(30X35) 92
VI.2.4.Vérification des contraintes à l'état limite de servise : 93
VI.2.4.1.Les poutres pricipales 93
VI.2.4.2.Les poutres secondaire 93
VI.2.5.Vérification des poutres selon les condition RPA et CBA : 93
VI.2.6.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 94
VI.2.7.Calcul des armatures transversales : 94
VI.2.8.Vérification de la fléche 95
VI.2.8.1.Poutre principale : 95
VI.2.8.2.Poutre secendaire : 95
VI.3.Ferraillages des poteaux : 96
VI.3.1.Ferraillage des poteaux carrés : 96
VI.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S par CBA93 : 97
VI.3.3.Vérification de l'efoort tranchant des poteaux : 98
VI.3.4.Calcul des armatures transversales : 98
VI.4.Ferraillages des voiles : 99
VI.4.1.Ferraillage des voiles pleins : 100
VI.4.1.1.Armatures verticales : 100
VI.4.1.2.Calcul des armateurs horizontaux 101
VI.4.1.3.Armatures transversales : 102
VI.4.2.Ferraillage des voiles avec ouverture : 102
VI.4.2.1.Les trumeaux 102
VI.4.2.1.1 Armatures verticales : 102
VI.4.2.1.2.Calcul des armatures horizontaux des trumeaux 103
VI.4.2.2.Les linteaux : 103
VI.4.2.2.1.ferraillage minimale :[Art7.7.3.3 RPA99v2003] 103
VI.4.2.2.2.Ferraillage des linteaux : 104
VII.2.Type de la fondation : 107
VII.3.Choix du mode de fondation : 107
VII.4.Choix des types de fondation : 107
VII.4.1.connaissance du site et de sol : 108
VII.5.LES effort normaux à la base de la structure : 108

VII.6.Calcul des semelles isolées : _____ *108*

VII.6.1.Dimension des semelles isolées : _____ **108**

VI.6.2.vérification des contraintes sous la semelle à l'ELU : _____ **109**

VI.6.2.Vérification l'interférence entre deux semelles : _____ **110**

VII.7.c _____ *110*

*alcul des semelles filantes :*_____ *110*

VII.7.1.Dimensionnement des semelles filantes : _____ **110**

VI.7.2.Vérification de chevauchement entre les semelles :_____ **110**

*VII.8. semelles radiers :*_____ *111*

VII.8.1Définition : _____ **111**

VII.8.2.calcul de radier : _____ **111**

VII.8.3 Ferraillage des dalles _____ **114**

VII.8.3.1 Exemple de calcul : _____ **115**

VII.8.4.ferraillage des poutre libage : _____ **116**

*Conclusion générale :*_____ *124*

Référence bibliographique _____ *125*

Liste de figure

Figure. I.1.Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL). 6
Figure.I.2.Diagramme Contrainte – déformation d'acier 7
Figure I.3.Diagramme Déformation - Contrainte d'acier. 8
Figure II.1. Dimensionnement de plancher à corps creux 12
Figure II.2. mur double et simple cloison 14
Figure II.3 composants d'un plancher terrasse 15
Figure II.4.composant d'un plancher courant 15
Figure II.5.dimension de la poutre 17
Figure II.7.section réduite du poteau 20
Figure II.8 : poteau plus sollicité 20
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation 23
Figure II.10 Coupes de voiles en plan 23
Figure III.1 L' acrotère 24
Figure III.2 schéma statique 25
Figure III.3 coupe de l'acrotère 27
Figure III.4: les éléments d'escalier 28
Figure III.5: dimensions de l'escalier 28
Figure III.6 Chargementdansescalier à l' ELU 30
Figure III.7 : le diagramme de moment et de l'effort tranchant à l'ELU 32
Figure III.8: le diagramme de moment et de l'effort tranchant à l'ELS 32
Figure III.9 le diagramme de moment et de l'effort tranchant àl'ELU (palière 35
Figure III.10 le diagramme de moment et de l'effort tranchant àl'ELS (palière) 36
Tableau III.20 vérification des contrainte de cisaillement à L'ELU 37
Figure.III.11.: les différents étapes de calcule sur la dalle reposant sur 2 appuis 39
Figure.III.12.: les différents étapes de calcule sur la dalle reposant sur 2 appuis 42
Figure III-13: schématisation de la poutrelle avant coulage 51
Figure III-14 : Choix de disposition des étaiements 52
Figure III.15 Schéma de poutrelle. 53
Figure.III.16 schéma statique des poutrelles. 54
Diagramme des moment et des effort tranchant du planche terrasse àL'ELU 55
Diagramme des moment et des effort tranchant du planche courant à L'ELU 57
Diagramme des moment et des effort tranchant du planche terrasse àL'ELS 58
Diagramme des moment et des effort tranchant du planche courant àL'ELS 60
Figure III-28 : Disposition constructive des armatures 63
Figure IV.1 vue en 3D de la structure 67
Figure IV.2 Vu de structure en 2D 67
Figure. IV.3.Disposition des voiles 68
Figure IV.4. Inertie des voiles et des poteaux 69
Figure IV .5. position de centre de masse 71
Figure IV. 6 spectres de réponse 74
Mode 3 : rotation suivant z. 75
Figure IV.7 : comportement des modes (1 ;2 ;3) 75
Figure IV.8 :les forces agissent sur la stabilité au renversement 79
Figure IV.9 : Distribution des forces sismiques 80
Figure .IV.10 : concentration des forces sismiques aux étages suivant x 81
Figure .IV.11 : concentration des forces sismiques aux étages suivant y 81
Figure V.1 .La température en 2022 à Oran 87
Figure 1VI.Disposition des armatures pour les poutres 94
Fig .VI.Ferraillage des poutre pricipale 95
Fig .VI.3 : Ferraillage des poutres secondaires 96
Fig .VI.4ferraillage des poteaux 99
Fig.VII.1 : les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS 108

Fig VII.2 semelle isolées sous poteau 109
Figure VII.3. Schéma de radier 111
Fig.VII.4.Schéma de voile 115
Fig.VII.5. Répartition des charges sur les poutres 117

Liste des tableaux

Tableau II.1 : pré dimensionnement des dalles plein 13
Tableau. II.2 : charge permanente du mur simple cloison 14
Tableau. II.3 : charge permanent du mur a double cloison 14
Tableau. II.4 : charges permanentes du plancher terrasse 14
Terrasse inaccessible Q=1 KN/ m² 15
Tableau II.5 : charge permanentes du plancher courant corps creux 15
Tableau II.6 : charge permanentes du plancher courant (dalle pleine) 16
Tableau II.7 : charge permanentes du plancher terrasse (dalle pleine) 16
Tableau II.10,calcule de $\boldsymbol{Nu}$ 20
Tableau II.12 : surcharge d'exploitation cumulée 22
Tableau. II.13.calcule et vérifier Nu 22
tableau II.14 :calcul et vérifier Nu 22
Tableau III.5 : charge permanentes du palier 29
Tableau III.6 : charge permanentes du paillasse 30
Tableau III.7 : combinaison de la charge de l'escalier 30
Tableau III.8. les donnés 32
Tableau III.9. calcul des section d'acier de l'escalier 32
Tableau III.10 les armateurs de répartition 33
Tableau III.11 : vérification de l'espacement des armatures 33
Tableau III.12 : vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS 33
Tableau III.13 : vérification de l'effort tranchant 33
Tableau III.16 :les donnés 36
Tableau III. 17 la section d'armature de la poutre palière 36
Tableau III.18 la section d'armateur transversale de la poutre palière 36
Tableau III.19 vérification de la contrainte de la poutre palière à L' ELU 37
Tableau III21 Vérification des sections des armatures de la poutre palière 37
Tableau III..2 : travail externe 39
Tableau III.24 : les valeurs du travail interne 40
Tableau.III.25 : travail externe 40
Tableau .III.26 : les valeurs du travail interne 41
Tableau.III.27.travail externe 42
Tableau.III.28. les valeurs du travail interne 42
Tableau III.29. les données 43
Tableau III. 30. Calcul des sections de la dalle 43
Tableau .III .31. vérification à L'ELS 43
Tableau .III.32 les armateurs de répartition 43
Tableau III.33. Vérification de l'espacement des armatures 44
Tableau .III.34.vérification de l'effort tranchant 44
Tableau III. 35. Les données 48
Tableau III. 36. Calcul des sections de la dalle 48
Tableau III.37. Vérification à l'ELS 49
Tableau. III 38.les armateurs de répartition (sens x ;et y) 49
Tableau. III.39 vérification de l'espacement des armatures 49
Tableau .III.40.vérification de l'effort tranchant 49

Tableau III-41 : les charges de la poutrelle avant collage ---- 51
Tableau III-42 : Calcul des moments ---- 51
Tableau III.43 Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage---- 52
5---- 52
Tableau III.44. Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS ---- 54
Tableau III.45 : Etude de plancher terrasse L'ELU ---- 54
Tableau IV.46. Etude de plancher étage courant L'EL : ---- 56
Tableau.IV.47. Etude de plancher terrasse L'ELS ---- 58
Tableau. IV.48.Etude de plancher étage courant L'ELS ---- 60
Tableau . IV.49.récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux :---- 61
Tableau III-50 : Calcul des armatures ---- 62
Tableau . IV.51 : section d'armature ---- 63
Tableau . IV.52 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur ---- 64
Tableau III-53: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles :---- 64
Tableau .IV.1 calcul du centre de masse ---- 68
Tableau VI.2 Résultat total---- 69
Tableau VI.3 calcul du centre de torsion ---- 69
Tableau IV.4 : Excentricité théorique ---- 70
Tableau IV.5. Excentricité accidentelle ---- 71
Tableau IV.6.excentricité totale---- 71
Tableau IV.7 coefficient d'accélération---- 72
Tableau IV.8: détermination du facteur de qualité Q ---- 73
Tableau IV.9: justification du coefficient de comportement R---- 74
Tableau IV.10.le comportement des trois premiers modes ---- 76
Tableau IV.11: vérification de la participation massique---- 76
Tableau IV.12: la force sismique par la méthode statique équivalente ---- 78
Tableau IV.13.vérification de la résultante des forces sismiques équivalente ---- 78
Tableau IV.14.Forces sismique selon la hauteur suivant X ---- 80
Tableau IV.15.Forces sismique selon la hauteur suivant y ---- 80
Tableau IV.16: calcul du moment de renversement ---- 81
Tableau IV.17: calcul du moment stabilisant---- 82
Tableau IV.17 : vérification de stabilité---- 82
Tableau IV.18: vérification des déplacements inter –étage suivant x---- 82
Tableau IV.19: vérification des déplacements inter –étage suivant y ---- 83
Tableau IV .20. Vérification des déplacement en tête---- 83
Tableau IV.21: Vérification de l'effet P- Δ suivant---- 83
Tableau IV.22 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x---- 84
Tableau IV. 23 Vérification de l'effort normal réduit réduit à la base---- 84
Tableau IV. 24Vérification de cisaillement des poutres ---- 85
Tableau V.1 : étude thermique ---- 88
Tableau V.2 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+1.5T---- 89
Tableau V.3 : Ferraillage des poutre porteuses selon 1.35G+1.5Q+1.5T---- 89
Tableu.VI.1 Les donnéesde calcule ---- 91
Tableau.VI.2 :Ferraillage longitudinal des poutres principale(30x40 ---- 92
Tableau.VI.3 :Ferraillage longitudinale des poutres secondaires ---- 92
Tableau.VI.4.vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principale ---- 93
Tableau .VI.5 :vérification des contrainte à l'E.L.S des poutres secondaire---- 93
Tableau.VI.6 :vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements ---- 93
Tableau.VI.7 :vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements ---- 94
Tableau.VI.8 :Calcul de contrainte de cisaillement admissible τu---- 94
Tableau.VI.9 :vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales et secondaire ---- 94
Tableau .VI.10 : calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires---- 95
Tableau .VI.11.Vérification de la flèche des poutres principales ---- 95
Tableau .VI.12.Vérification de la flèche des poutres secondaire ---- 95
Tableau.VI.13 :Ferraillage des poteaux ---- 96

Tableux .VI.14.vérification des armatures à E.L.S des poteaux----------*97*
27,8----------*97*
Tableau.VI.15 :valeurs des contraintes limites de cisaillement ----------*98*
Tableau.VI.16 .les armatures transversales et leur espacement----------*98*
Tableau.VI.7 :Les données de calcule ----------*99*
Tableau.VI.18 :Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins---------- *100*
Tableau .VI.19 :Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA ---------- *101*
Tableau.VI.20:calcul des armatures horizontaux des voiles pleins. ---------- *101*
Tableau .VI.21 :calcul des armatures verticales ---------- *102*
TableauVI.22 :Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA etCBA---------- *103*
Tableau.VI.24:calcul des armature horizontaux des trumeaux ---------- *103*
Tabeau.VI . determination de la solicitation de calcul des linteaux ---------- *104*
Tableau .VI .26 :calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux---------- *104*
Tableau VII.1 Dimension des semelles isolées à L'ELS ---------- *109*
Tableau VII.2 : vérification des contraintes sous la semelle isolées ---------- *109*
Tableau VII.3 : vérification chevauchement entre les semelles---------- *110*
Tableau VII.4 : Dimensionnement des semelles filantes à L'ELS ---------- *110*
Tableau .VII.5.Vérification chevauchement entre les semelle ---------- *110*

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent. M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S. Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

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

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche. ep : épaisseur.

a :épaisseur du voile.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W : poids. Minuscules grecques :

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité. ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

. τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

Résume

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé composé (RDC+7 étage),destiné à réaliser dans la wilaya d' Oran , classée comme zone de moyen sismicité (zone IIa) ;la contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques –voile le dimensionnement et le ferraillage de de touts les éléments résistants on été établis conformément au documents technique réglementaires CBA93 et RPA 2003.l'étude sismique a été menées suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse (ETABS 189 version 2018)

Mots clés : stucture , ferraillage , béton armé, fondation, étude sismique.

Summary

This project consists in studying a composite reinforced concrete building (ground floor + 7 floor), intended to be built in the wilaya of Oran, classified as a zone of medium seismicity (Ila zone); the bracing of the structure is provided by a mixed system sail gantries the dimensioning and reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the regulatory technical documents CBA93 and RPA 2003. the seismic study was carried out according to the digital method using the analysis software (ETABS 189 version 2018

Keys words: structure, reinforcement, reinforced concrete , foundation, seismic study.

ملخص

7 ارضي طابق+الارض تحت طابق) من تتكون المسلحة الخرسانة من بناية دراسة هو العمل هذا من الهدف (طوابق)
و الافقية الحمولات لكل البناية مقاومة نضمن و .قوي زلزالي نشاط ذات تعتبر التي الجزائر ولاية في تقع بواسطة العمودية
المسلح الاسمنت من جدران + الاعمدة و العارضات نظام
الجزائر في بها المعمول القوانين و للمعايير طبقا مصممة الاساسية العناصر مختلف تسليح و الابعاد قياس (RPA2003. CBA93)
الهياكل تحليل برنامج بواسطة انجزت الحركية الدراسة
(ETABS 189 version 2018)

الكلمات المفتاحية: .الخرسانةالمسلحة.الاساس.الدراسة الزلزالية .التسليح.الهياكل

Introduction générale

Introduction général

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travauxpublics.

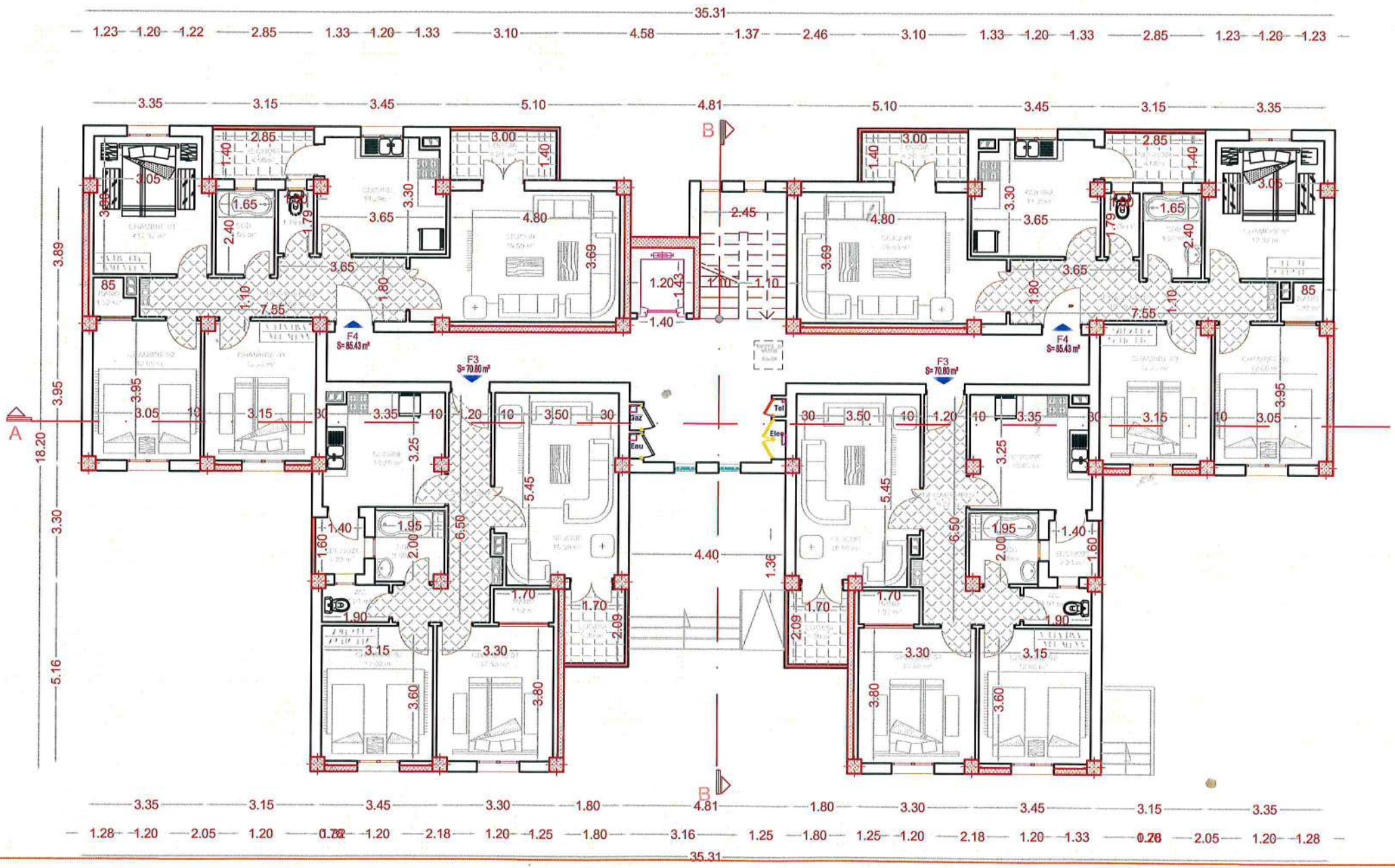
Cependant, si le métier de construire peut être considérer parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leurra fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de soncoût.

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les chocs ou on autrephénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendent l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûtsd'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

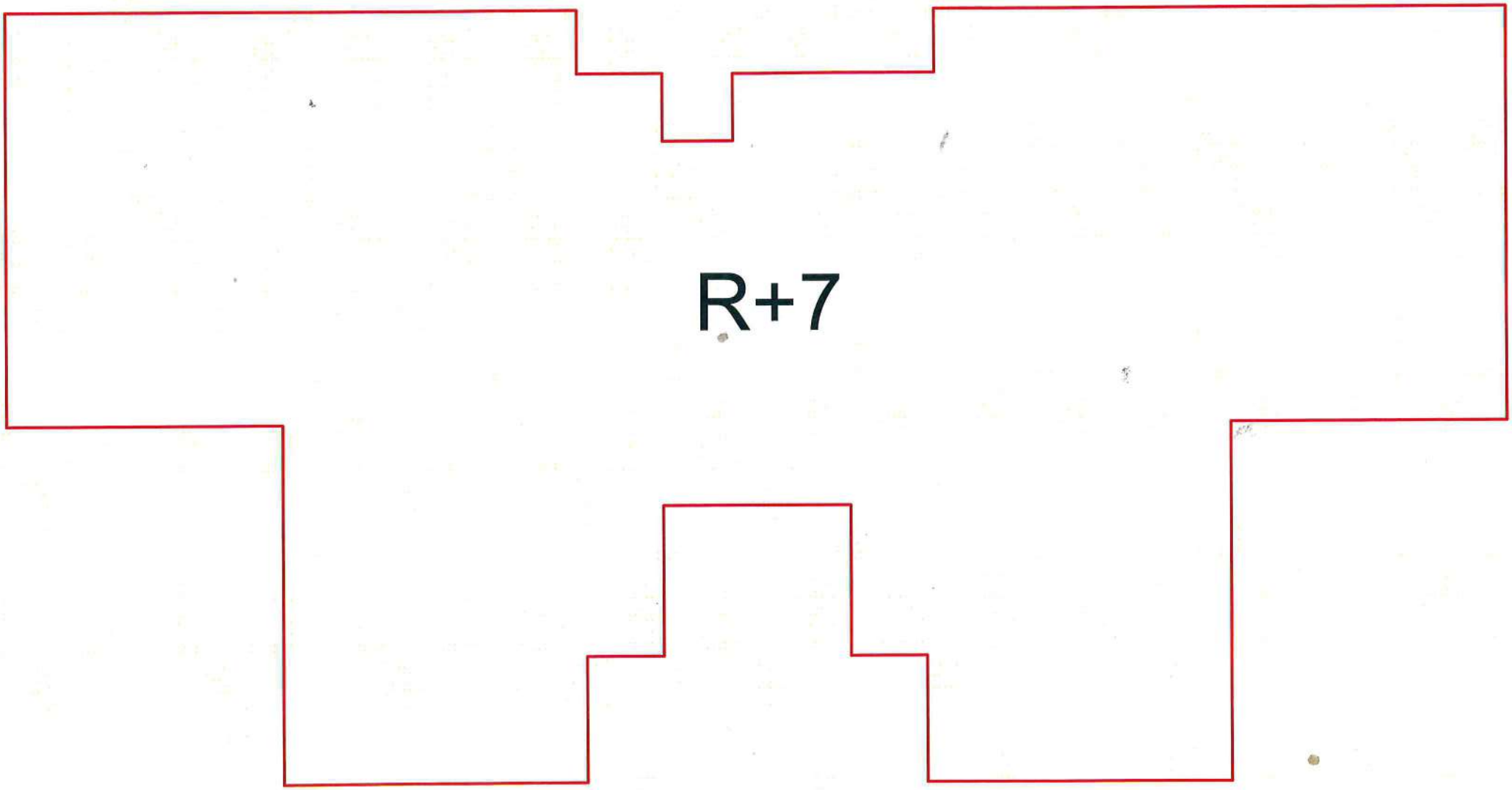
VUE EN PLAN RDC



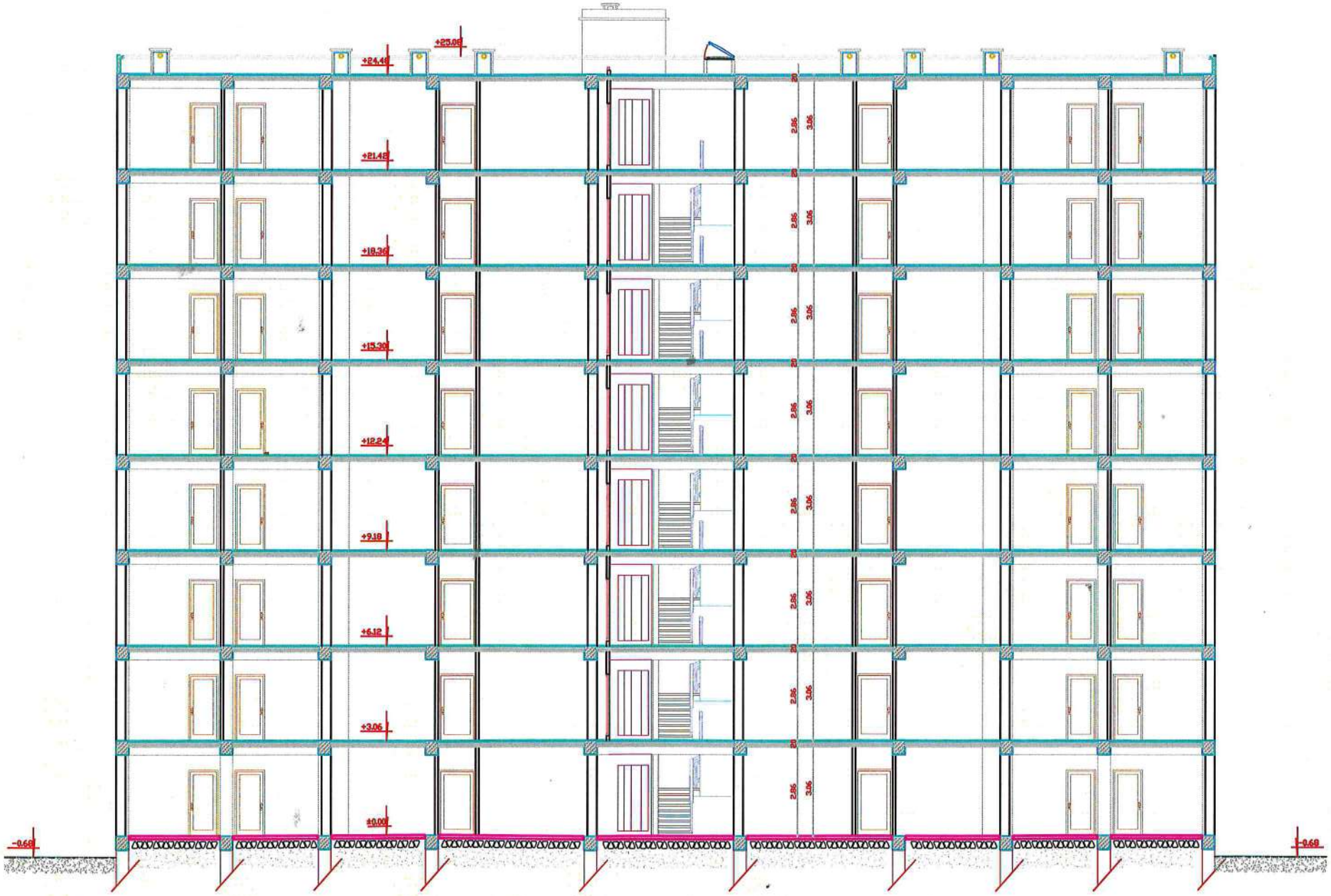
FACADE POSTERIEURE



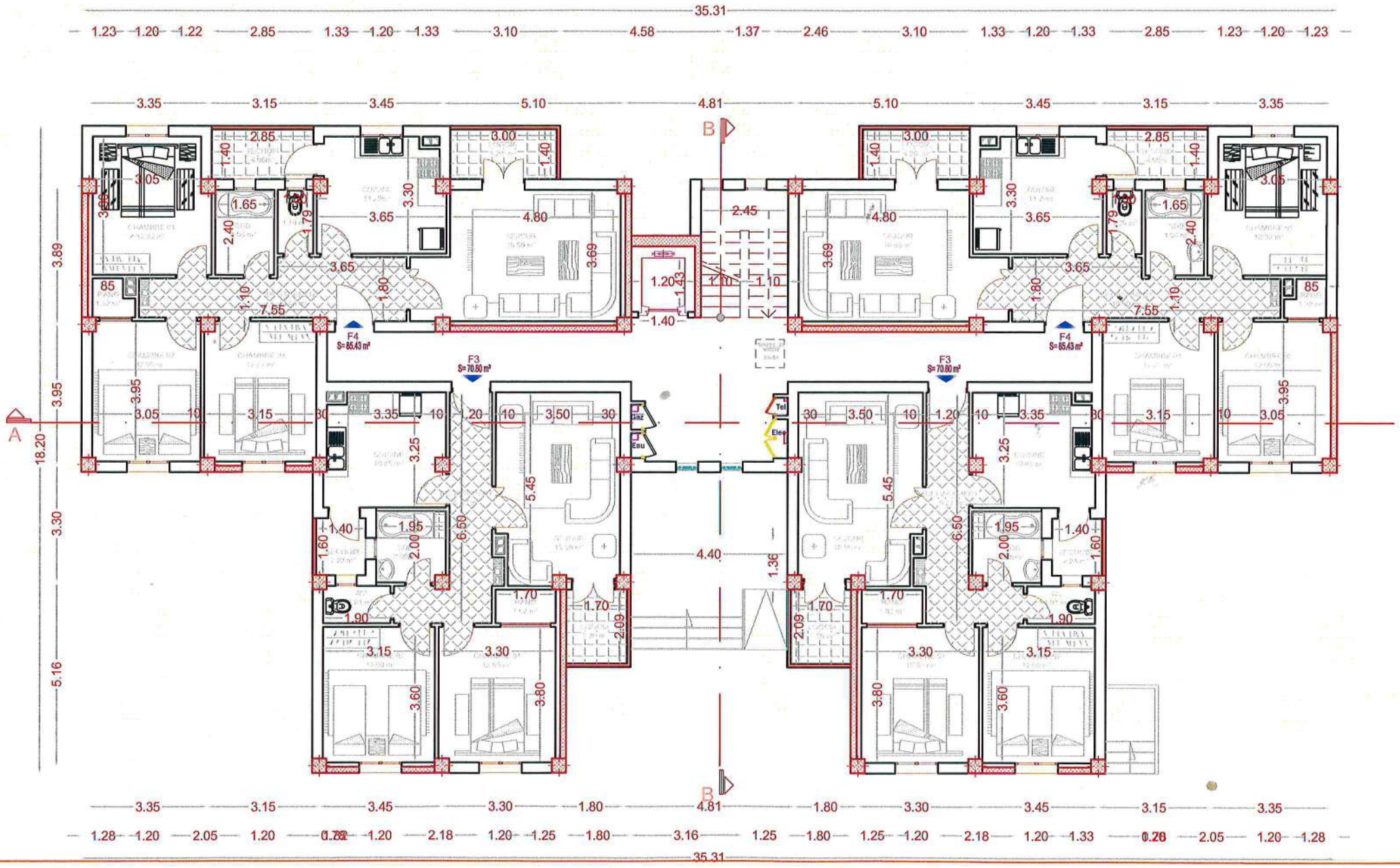
VUE EN PLAN TERRASSE



COUPE A - A



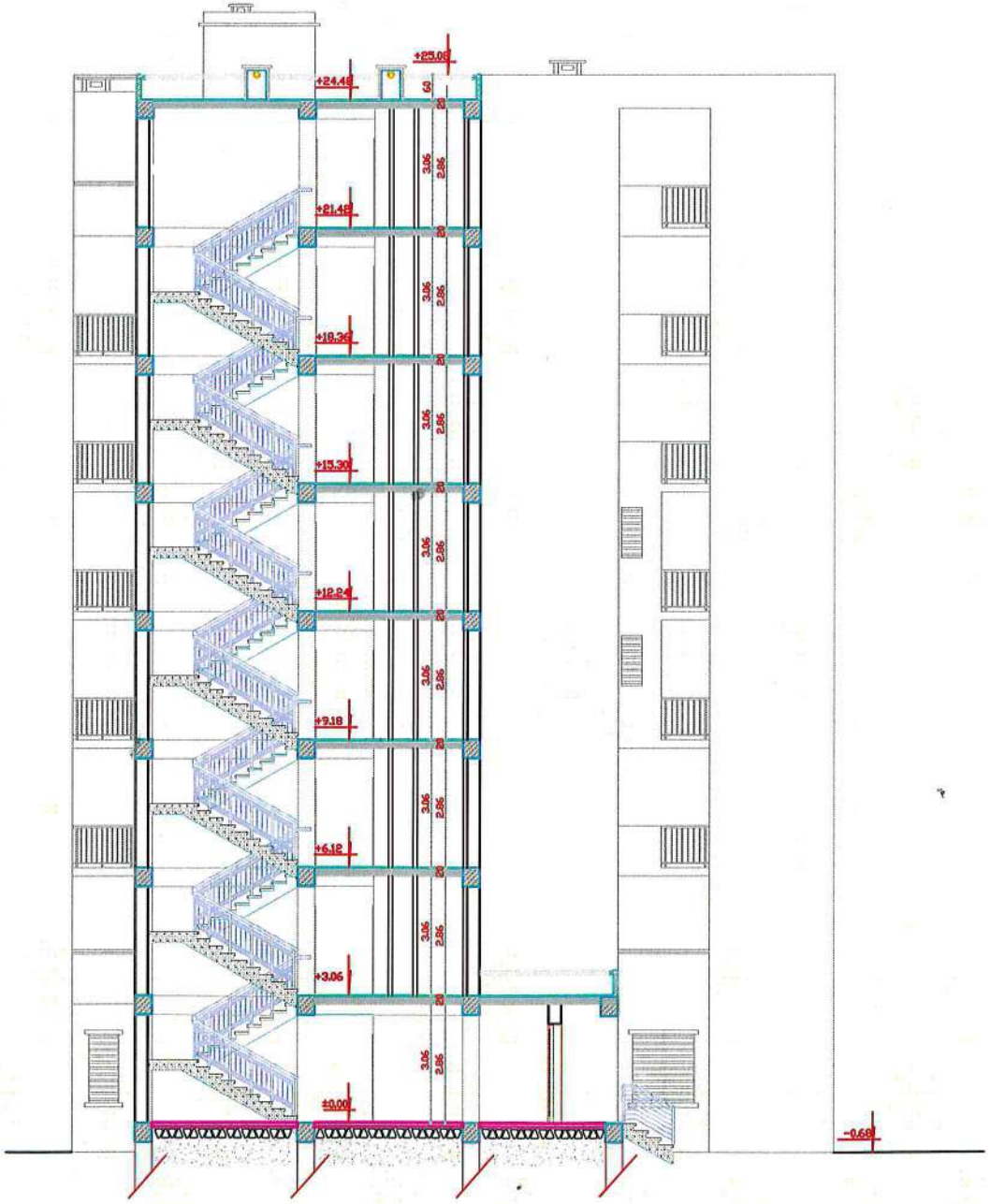
VUE EN PLAN ETAGE COURANT



FACADE PRINCIPALE



COUPE B - B



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation du projet:

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments porteurs de lastructure.

I.2. Présentation de l'ouvrage de l'étude:

Le présent projet est un bâtiment (R+7) à usage d'habitation. Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. Le bâtiment est implanté à oran dans le groups d'usage 2, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zoneIIa).

En élévation

HauteurduRDC ---------- 3.06m.

Hauteurd'étagecourant ---------- -- 3.06m.

Hauteuracrotère---------- -- 0.60m.

Hauteur totale(avecacrotère) ----------24,48m.

En plan

Longueurenplan---------- -- 35.31m.

Largeurenplan ..... 18.20m.

I.3. Conception de la structure du bâtiment:

plancher

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur leplancher.
- Ces dalles sont plus légère que la dallepleine.
- Nécessite peu decoffrage.

Bonne isolation thermique etphonique

poutres

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au $8^{iéme}$ étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palierintermédiaire

lesmurs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cmd'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur10cm.

Revêtement

- Enduit en plâtre pour lesplafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et lescloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Caged'ascenseur

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

I.4. Hypothèse de calcul:

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont *:*

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : f_{c28} = 25Mpa.
- La résistance à la traction du béton : f_{t28} = 2.1Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : E_{vj} = 10818.865Mpa.

- Module d'élasticité longitudinal instantané : E_{ij} =32164,195Mpa.
- Limite élastique de l'acier : f_e = 400MPa.

I.5. Règles et normes de calcul:

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (**RPA 99.V2003**).
- Les règles **BAEL 83.**
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR-B.C2.2**)
- Les règles C**BA93 et RNV99v2013.**

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les éléments porteurs du bâtiment sont construite en béton armé

LE BETON ARME =BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents **:**

- Un matériau hétérogène qui est lebéton.
- Un matériau homogène qui estl'acier.

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de pointsfaibles.

I.6.1. Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable),de liants(ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m^{3}de béton mis en œuvre. Au dessous de 300Kg/m^3, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

I.6.1.1. Composition du béton:

Pour obtenir une résistance à 28 jours de**25 Mpa**, on utilisera pour **1m^3**de béton les composants suivants :

- **Ciment**

Le ciment est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées agrégat ou granulat.

Le ciment utilisé est un **CPJ 42.5,** le dosage pour les éléments de la superstructure est

de 350 Kg/m^3.

- **Sable**

Le **s**able est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0 et 5 mm.

Le dosage du Sable : 400litre/m^3

- **Gravier**

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre7 et 25 à 30mm.

Ils doivent être dures, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Le dosage granulats 7/25: 800 litre/ m^3.

- Le dosage de l'Eau est de 175 l/m^3

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2400 Kg/m^3.et 2500 Kg/m^3.

I.6.1.2. Résistance du béton à la compression :

Elle est représentée par le symbole f_c et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm^2 (Φ =16cm) de section et une hauteur double du diamètre(32cm).

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

- Pour des résistances fc28 ≤ 40MPA.

$$\begin{cases} \mathbf{fcj = \frac{j}{4{,}76+0{,}83\,j} \times fc28} & \mathbf{Si\ j < 60\ jours} \\ \mathbf{fcj = 1{,}1\ fc28} & \mathbf{Si\ j > 60\ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistance fc28 > 40MPA

$$\begin{cases} \mathbf{fcj = \frac{j}{1{,}40+0{,}95\,j} \times fc28} & \mathbf{Si\ j < 28\ jours} \\ \mathbf{fcj = fc28} & \mathbf{Si\ j > 28\ jours} \end{cases}$$

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-

dessus pour 28 < j < 60, avec $f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$ pour j ≥60.

f_{cj}: La résistance à la compression à **j** jour.

f_{c28}: La résistance à la compression à 28jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

f_{c28}=25 MPa

I.6.1.3. Résistance à la traction:

Elle est représentée par le symbole$\mathbf{f_{tj}}$cette est une fraction de la résistance à lacompression
Elle est définie conventionnellement par la formule

$f_{tj} = 0.6 + 0.06\ f_{cj}$

I.6.1.4. Modules de déformation longitudinal:

On distingue les modules de Young instantané Eijet différéEvj. Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformationsinstantanées.

- **Le module de déformation longitudinale instantanée Eij**:

Eij = $11000\sqrt[3]{fcj}$(fc28 = 25 MPa) D'où:Eij = 32164,19 MPa

- **Le module de déformation longitudinale différé Evj:**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par laformule:

Evj = $3700\sqrt[3]{fc28}$(fc28 = 25 MPa)D'où: E_{vj} = 10818,86 MPa

- **Module d'élasticité E :**

C'est le rapport entre les contraintes appliquées *u* et la déformation relative $\varepsilon = \Delta L/L$

Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et desdéformations.

- **Module de déformation transversale :**

Sa valeur est donnée par la formule suivante

$$\boldsymbol{G = \frac{E}{2(1+v)}}$$

I.6.1.5. Coefficient de Poisson v:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson **v**par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\boldsymbol{v = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}}$$

Avec

çt: Déformation limite

transversale. çl: Déformation

limite longitudinale. v= 0.0 dans

le cas des **ELU**

v=0.2 dans le cas des **ELS**

I.6.1.6. Contraintes limites:

Selon le **BAEL** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime**E.L.U**
- Etat limite de service**E.L.S**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une conduction requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus à la fonction pour lesquelles elle est conçue, on distingue deux étatslimites.

- **Etat limite ultime E.L.U**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au- delà laquelle il y 'a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité del'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le non rupture del'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compressionaxiale.

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b \begin{cases} 1.15 : \text{ cas des combinaisons accidentalles} \\ 1.5 : \text{lesautrescas} \end{cases}$$

$$f_{bu} \begin{cases} 14.2 \text{ MPa : actioncourantes} \\ 18.45 \text{ MPa : action accidentalles} \end{cases}$$

0.85 = coefficient réducteur

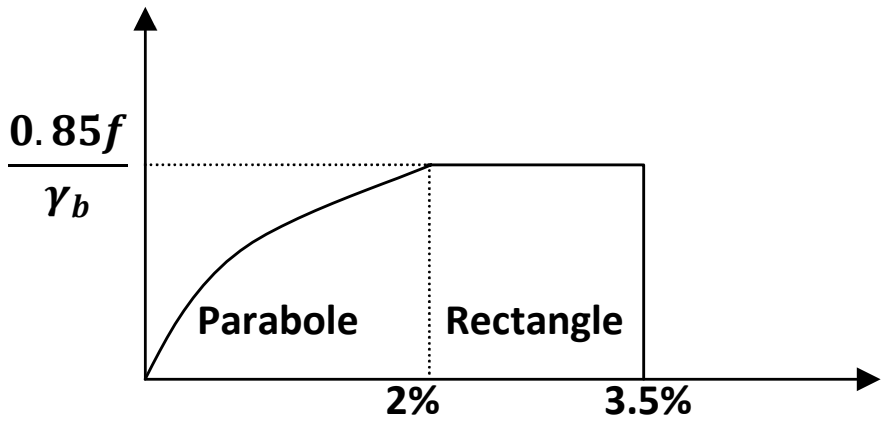


Figure. I.1.Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).

Contrainte limite de cisaillement

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales)

- Fissurationpeu nuisible: $\overline{\tau}_u = \min(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4\text{Mpa})$
- Fissurationpréjudiciable ou trèspréjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min(0.2\ f_{c28}, 5\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45°alors $\overline{\tau}_u = \min(0.18fcj, 5.5\text{MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolationlinéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la conditionsuivante

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{v_u}{b_0 . d} \leq \tau_u}$$

Avec

Vu = effort tranchant ultime de

calcul b_o= largeur de la pièce

d = hauteur utile de la pièce

- **Etat limite de service E.L.S**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est

$\overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c\,28}$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \overline{\sigma} = 15\ \text{MPa}$

I.6.2. Acier:

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se

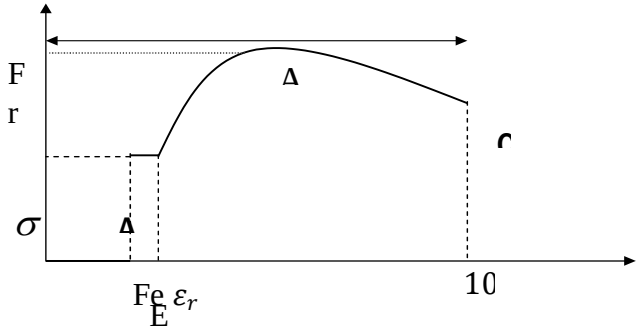


Figure.I.2.Diagramme Contrainte – déformation d'acier

distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (F_e E_{215} ; F_e E_{235}) correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (F_e E_{400} ; F_e E_{500}) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500Mpa.

La droite OA est le domaine élastique avecσs = Es.σ_S

E : Le module de Young = 200 000MPa

ε: la Déformation.

La droite AB est le palier de ductilité, dans ce domaine l'effort de traction égal à F_e

I.6.2.1. Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2):

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_S ayant les valeurs suivantes :

- σ_S = 1,15 (cas courants)
- σ_S = 1 (combinaisons accidentelles
- $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = 348\ Mpa\ si\ \gamma_s = 1,15}$
- $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = 400\ Mpa\ si\ \gamma_s = 1}$

On adopte le diagramme linéaire suivant **E.LS : (BAEL91 A.4.5, 33)**

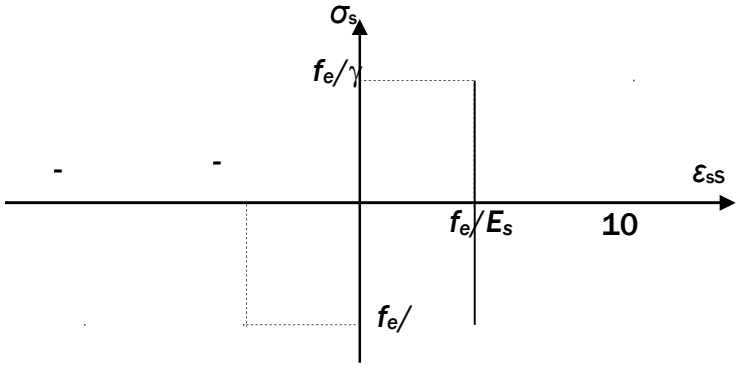


Figure I.3.Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.

I.6.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service:

- En fissuration préjudiciable pas devérification
- En fissuration préjudiciable : il fautque

$$\overline{\sigma} = min(\frac{2}{3}\ fe\ ; 110\sqrt{\eta\ f_{t28}}) \rightarrow \overline{\sigma} = 201.633\ Mpa$$

- En fissuration très préjudiciable : il fautque

$\overline{\sigma} = min(0.5\, fe\,; 90\sqrt{\eta\, f_{t28}}) \rightarrow \overline{\sigma} = 164.973\ Mpa$

Avec: - η : coefficient defissuration

- η = 1 pour les rondslisses
- η = 1,6 pour les barres à hauteadhérence

I.7. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet:

A) Béton :

- Ciment CPJ dosé à 350 kg /
- m^3 F_{C28} = 25Mpa
- σbc=14.2M
- pa F_{t28} =2.1Mpa
- Eij = 32164.195Mpa
- Evj = 10818.78Mpa
- γ_b = 1.5

B) Acier:

- Des barres (HA) : F_e E400 σ s= 348Mpa
- γ_s = 1.15
- η = 1.6
- E_s = 2. 10^5Mpa

I.8. Les actions et sollicitations:

I.8.1. Les actions:

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure , ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température , retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

- **Les actions permanentes (G):**

Elles sont appliqués pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure (poteaux, poutre, dalles, murs).

- **Les actions variables (Q):**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps tel que les chargesd'exploitation.

- **Les actions accidentelles (Fa):**

Sont la cause des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application (séismes-chocs-explosions)

I.8.2. Sollicitations: BAEL91 (art.A.3.2)

Les sollicitations sont les éléments de réduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées.

- **Combinaisonsd'action:** BAEL91 (art.A.6.1.2)

- A l'état limite de service [ELS]:G+Q

A l'état limite ultime[ELU]:1,35G+1,5Q

Chapitre II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but le choix et la vérification des dimensions des différents éléments données dans le plan d'architecture. Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivantes : RPA99 V2003 et CBA93.

II.2. PREDEMENTIONNEMNT DES PLANCHERS

II.2.1. LES PLANCHER

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.2. Plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

Les corps creux ou (entrevous) qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).

Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et de reprennent les efforts de traction grâce à leur armature.

Une dalle de compression armée ou (hourdis) coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chainage horizontal.

L'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivantes imposées par lesrègles CBA93

$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$ $L_{max}=5.10m$ $20.4 \leq h_t \leq 25.5$

On prend ht=20cm >16 cm……(condition vérifier)

Puisque ce plancher est à corps creux donc on le choisi du type (16+4) cm.

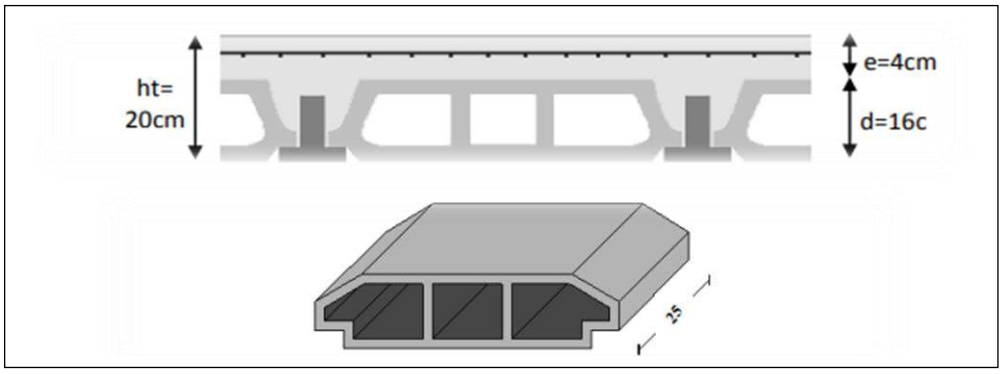


Figure II.1. Dimensionnement de plancher à corps

II.2.3. Plancher en dalle pleine

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

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

Critère de résistance

Pour les dalles reposant sur 3 ou appuis :

$(L_x/45) \leq ep \leq (L_x/40)$

Dalle reposant sur 2 appuis :

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

Sécurité contre l'incendie

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

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

ep=17 cm : peut assurer un coupe-feu de quatre heures.

Isolation acoustique :

ep≥ 15 cm

Tableau II.1 : pré dimensionnement des dalles plein

Critère de résistance	(Lx/45) ≤ ep ≤ (LX/40)	(Lx/45) ≤ ep ≤ (LX/40)	(Lx/35) ≤ ep ≤ (Lx/30)
L	L=3.00m	L=2.85m	L=1.70m
ep	6.66cm≤ ep≤7.5cm	6.33cm≤ep≤7.13cm	4.85cm≤ep≤5.66cm
epchoi	ep=15 cm	ep=15 cm	ep=15 cm

Condition de flèche :

Si L≤ 5m f=L/500

Si L>5m f=L/1000+0.05

Si L>2m f=L/250(pour les éléments supports en consol)

Conclusion

En tenant compte de condition, nous aboutissons aux choix d'une dalle d'épaisseur e_p=15 cm.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Maçonnerie:

mur intérieur a (simple-cloison) :

Tableau. II.2 : charge permanente du mur simple cloison

N°	composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/ m³)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
Charge permanent GT				1.62

mur extérieur (double-cloisons) :

Tableau. II.3 : charge permanent du mur a double cloison

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	L'amé d'aire	0.10	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanent GT				2.52

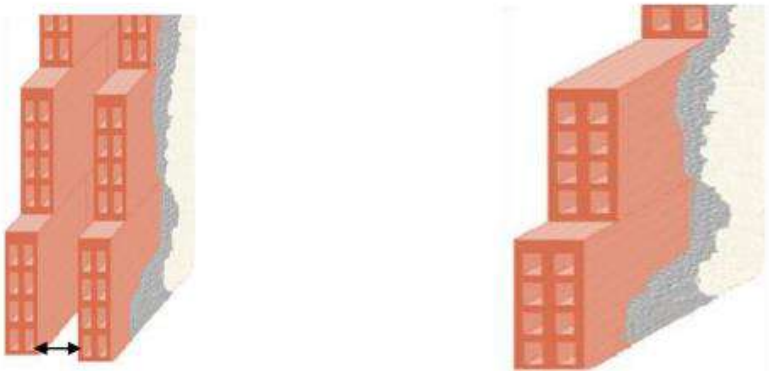


Figure II.2. mur double et simple cloison

II.3.2. Plancher terrasse (inaccessible) :

II.3.2.1 charge permanente

Tableau. II.4 : charges permanentes du plancher terrasse

N°	composants	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/ m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravier roulé	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	/	/	0.05
4	Forme de la pente	0.1	22	2.2
5	Plaque liégé	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film poly âne	/	/	0.01
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	/	2.80
9	Enduit ciment	0.02	18	0.36

Charge permanent GT	**6.56**

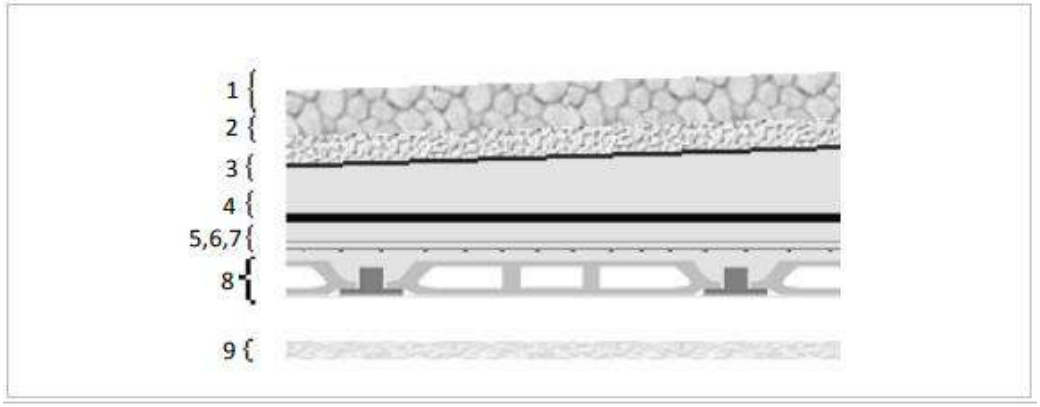


Figure II.3 composants d'un plancher terrasse

II.3.2.2 surcharges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q=1 KN/ m²

II.3.3. Plancher courant :

II.3.1. Charge permanentes :

Tableau II.5 : charge permanentes du plancher courant corps creux

N°	composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/ m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	/	2.80
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Cloison légère+enduit en ciment	0.10	/	1.62
Charge permanente GT				6.16

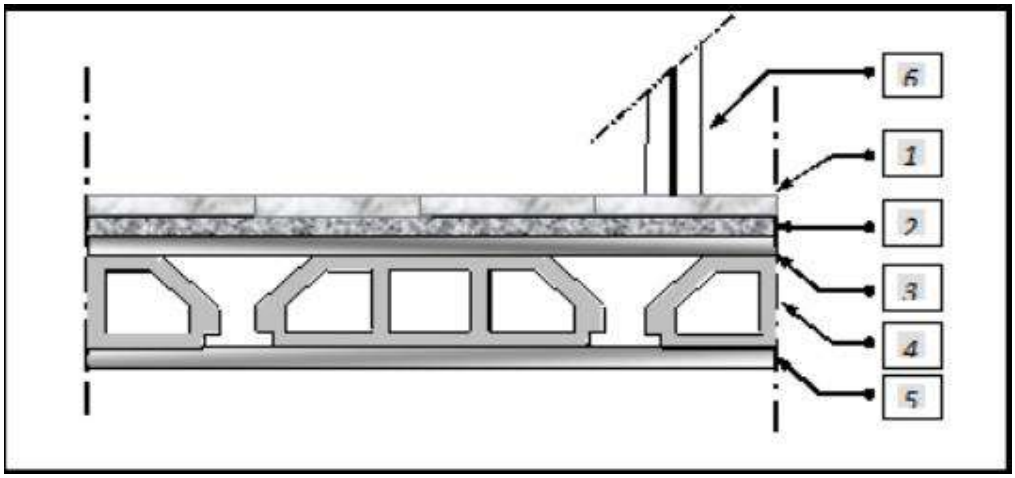


Figure II.4.composant d'un plancher courant

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.1 plancher courant

Tableau II.6 : charge permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m³)	Poids surfacique (KN/ m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Cloison légère +Enduit en ciment	0.10	/	1.62
Charge permanente GT				7.11

II.3.4.2 Plancher terrasse (accessible) :

Tableau II.7 : charge permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)

N°	composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/ m³)	Poids surfacique (KN/ m²)
1	Gravier roulé	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	/	/	0.05
4	Forme de la pente	0.1	22	2.20
5	Plaque liégé	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film poly âne	/	/	0.01
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente GT				7.51

II.3.4.3 surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge d'exploitation (KN/m²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.00
Plancher courant (usage d'habitation)	1.50
Escalier (usage d'habitation)	2.50
Balcon	3.50

II.4.pré dimensionnement des poutres :

Support horizontal allongé en béton armé, de section étudiée pour une bonne résistance à la flexion.

Disposée à l'horizontale, la poutre sert à soutenir des charges au-dessus du vide et à relier les piliers, les colonnes ou encore les murs sur lesquels elle s'appuie.

Leur pré dimensionnement est basé sur les trois étapes suivantes :

1. détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques.
2. vérification des conditions imposées sur (h ,b) selon L'RPA 99 V 2003.
3. vérification de la rigidité.

Selon les formules empiriques

La hauteur h de la poutre doit être L/15 ≤h≤L/10

La largeur b de la poutre doit être 0.3h ≤b ≤0.7h

Avec

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

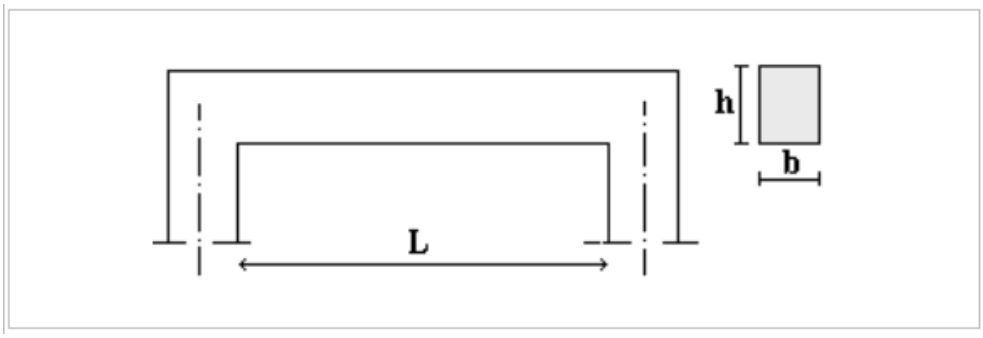


Figure II.5.dimension de la poutre

Selon les formules empiriques

La hauteur h de la poutre doit être L/15 ≤h≤L/10

La largeur b de la poutre doit être 0.3h ≤b ≤0.7h

Avec

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

Selon RPA2003

On doit respecter les conditions suivantes :

la hauteur h de la poutre doit être : h≥30 cm

la largeur b de la poutre doit être : b≥20 cm.

le rapport hauteur largeur doit être : h/b ≤4

$b_{max} \leq 1.5h+b1$

II.4.1 poutre principale

Condition de résistance :

L_{max}=4.76m

31.73≤ h≤47.60 on prend h=40 cm

13.5 ≤ b≤ 31.5 on prend b=30 cm

Vérification selon le R.P.A 99 :

h=40 supérieur à 30 cm

b=30 supérieur à 20 cm

h/b =1.33 ≤4

Condition vérifié.

Condition de rigidité :

(h/L)≥(1/16)

(h/L=0.082)≥(1/16=0.0625) condition vérifié

Donc h=40 cm et b=30 cm

II.4.2 poutre secondaire :

L_{max}=4.760m

31,33≤ h≤47

On prend h=35 cm .

10.5 ≤ b≤24.5

On prend b= 30 cm.

Vérification selon le R.P.A

b=30 supérieur à 20 cm

h= 35 supérieur à 30 cm.

h/b =1.16 ≤ 4 condition vérifié

Condition de rigidité

(h/L)≥ (1/16)

(h/L=0.077) ≥(1/16=0.0625)

Condition vérifié

h=35 cm et b=30 cm.

II.5.pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux avec armature incorporée.

Ce sont les points d'appui et les éléments porteurs de l'ossature et transmettent des charges concentrées.

Ils servent à supporter les poutres, les linteaux, les plancher.

II.5.1 Procédure de calcul :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est un dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau D'angle.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi dégression des charges d'exploitation

Pour cela on suit les étapes suivantes :

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.

La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99

(Article : 7.4.1) .

On affecte une majoration de 10 % des efforts normaux pour les poteaux intermédiaire voisins des poteaux de rive dans les cas des bâtiments comportant au mois trois travées les poteaux sont soumise à la compression simple ,donc l'effort normal admissible obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante [1] :

$$Nu \le \alpha \left[Br \frac{f_{c28}}{0.9\theta_b} + As \frac{f_e}{\gamma_S} \right] \quad \text{……..(1)} \quad \text{selon le CBA 93} \quad \text{ART [B.8.4.1]}$$

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton = 25 MPa.

fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa.

γ_b = 1,5 coefficient de sécurité du béton .

γ_s = 1,15 coefficient de sécurité de l'acier.

λ : l'élancement d'EULER du poteau considéré $\lambda = \frac{Lf}{i}$

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7L_0 = 0.7h_e$

i : rayon de giration $i = \sqrt{I/B}$

α : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2.\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50. \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \le \lambda \le 70. \end{cases}$$

Le minimum requis par le RPA99 V 2003 :

Pour une zone sismique IIA ont doit vérifier les conditions suivantes :

Min (b , h)≥ 25 cm

Min (b , h)≥h_e /20

1/4<b/h) <4

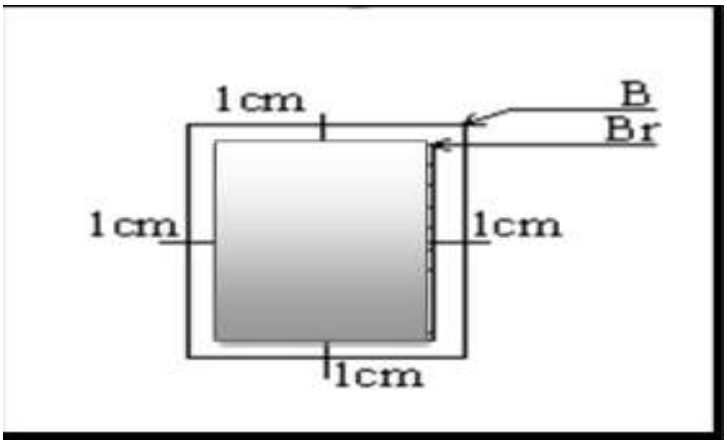


Figure II.7.section réduite du poteau

II.5.2 .choix le poteau le plus sollicité.

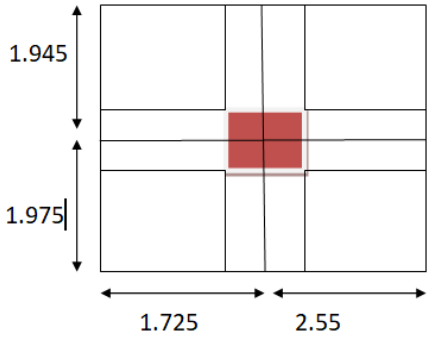


Figure II.8 : poteau plus sollicité

Tableau II.10,calcule de $\overline{Nu}$

Niveau	B(mm²)	Br(mm²)	Lf(m)	i(m)	λ	A	As(mm²)=B/1000	$\overline{Nu}$ (KN)
7ieme étage	300*300	78400	2.142	0.087	24.62	0.773	90	1146.479
6ieme étage	350*350	108900	2.142	0.101	21.20	0.791	122.5	1628.886
5ieme étage	350*350	108900	2.142	0.101	21.20	0.791	122.5	1628.886
4ieme étage	400*400	144000	2.142	0.115	18.62	0.804	160	2188.744
3ieme étage	400*400	144000	2.142	0.115	18.62	0.804	160	2188.774
2ieme étage	450*450	184900	2.142	0.130	16.47	0.813	202.5	2841.035
1erre étage	450*450	184900	2.142	0.130	16.47	0.813	202.5	2841.035
RDC	500*500	230400	2.142	0.144	14.88	0.820	250	3569.971

Calcule la surface reprise par le poteau

St= (1.945+1.975) X (2.55+1.725)=16.758 m².

Sp = (1.945+1.975-0.4) X (2.55+1.725-0.4) =13.64m².

St : surface totale du plancher comprise les poutres.

Sp : surface du plancher seulement.

II.5.3 Descente des charges

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

II.5.3.1 Charge permanentes

	Gplancher (KN)	Gp.p(KN)	G p.s(KN)	G poteau (KN)	G niveau (KN)	G cumulé(KN)
7ieme étage	89.478	10.86	10.43	6.885	117.653	117.653
6ieme étage	84.022	10.71	10.30	9.371	114.403	232.056
5ieme étage	84.022	10.71	10.30	9.371	114.403	346.459
4ieme étage	84.022	10.56	10.17	12.24	116.992	463.451
3ieme étage	84.022	10.56	10.17	12.24	116.992	580.443
2ieme étage	84.022	10.41	10.04	15.491	119.963	700.406
1erre étage	84.022	10.41	10.04	15.491	119.963	820.369
RDC	84.022	10.26	9.90	19.125	123.307	943.676

Exemple de calcul :

7ieme étage :

Gplancher=6.56x13.64=89.478KN.

Gp.p=((1.945+1.975)-0.3)x0.3x0.4 x25=10.86KN.

G p.s=((1.725+2.55)-0.3)x0.3x0.35x25=10.43KN.

G poteau =3.06x0.3x0.3x25=6.885 KN.

II.5.3.2.surcharge d'exploitation :

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

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots +Q_n)$ Pour n≥5.

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

Avec :

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

Q_0 :la charge d'exploitation sur terrasse.

Q_1 , Q_2 ,……Q_n :les charge d'exploitation des planchers respectifs .

Pour le 7ieme étage : Q_0=16.785 KN.

Pour le 6ieme étage : $Q_0 + Q_1$ =16.785+25.177 =41.962 KN.

Pour le 5ieme étage : Q_0+0.95 ($Q_1 + Q_2$)=16.785+0.95(25.177+25.177)=64.621 KN

Pour le 4ieme étage : Q_0+0.9 ($Q_1 + Q_2 + Q_3$)=16.785+0.9(25.177x3)=84.762 KN.

Pour le 3ieme étage : Q_0+0.85 ($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$)=16.785+0.85 (25.177x4)=102.386 KN.

Pour le 2^{ieme}étage : Q_0+0.8 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5)=16.785+0.8 (5x25.177)=117.493 KN.

Pour le1^{erre}étage : Q_0 +0.75 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=16.785+0.75(6x25.177)=130.081KN.

Pour RDC étage : Q_0+0.714(Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=16.785+0.714(7x25.177)=142.619KN.

Tableau II.12 : surcharge d'exploitation cumulée

Niveau	7^{ieme}	6^{ieme}	5^{ieme}	4^{ieme}	3^{ieme}	2^{ieme}	1^{erre}	RDC
Q(KN)	16.785	41.962	64.621	84.762	102.386	117.493	130.081	142.619

Q_0=1KN/m² (terrasse inaccessible).

Q_1 = Q_2 =Q_3=$Q_=$+Q_5=Q_6=Q_7=1.5 KN /m² (étage courant).

On calcul les charge permanentes et les charge d'exploitation reprises par un poteau.

II.5.3.3.détermination et vérification de l'effort normal :

Intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte :

N_u=1.35G+1.5Q

N_u= N_u+10% N_u=1.1 N_u.

Tableau. II.13.calcule et vérifier Nu

Niveau	G(KN) niveau	G(KN) cumulé	Q(KN) niveau	Q(KN) cumulé	Nu(KN)	1.1 Nu(KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1.1 Nu $\leq \overline{Nu}$
7^{ieme}	117.653	117.653	16.785	16.785	184.009	202.400	1146.479	cv
6^{ieme}	114.403	232.056	25.177	41.962	376.218	413.840	1628.886	cv
5^{ieme}	114.403	346.459	25.177	67.139	568.428	625.270	1628.886	cv
4^{ieme}	116.992	463.451	25.177	92.316	764.132	840.546	2188.744	cv
3^{ieme}	116.992	580.443	25.177	117.493	959.837	1055.820	2188.744	cv
2^{ieme}	119.963	700.406	25.177	142.67	1159.553	1275.508	2841.035	cv
1er	119.963	820.369	25.177	167.847	1359.268	1495.194	2841.035	cv
RDC	123.307	943.676	25.177	193.024	1563.498	1719.848	3569.971	cv

II.5.4.vérification vis-à-vis RPA (version 2003) :

Pour zone II$_A$: on a :

tableau II.14 :calcul et vérifier Nu

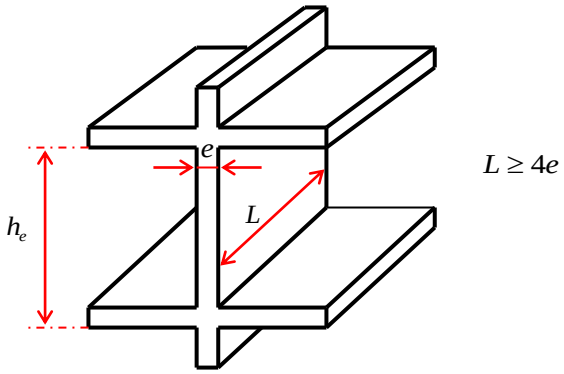
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b , h)≥ 25 cm	Min (b , h)=30cm >25 cm	cv
Min (b , h)≥he /20	Min (b , h)=30 cm >(306/20)=15.3 cm	cv
1/4<(b/h) <4	0.25<(b/h)=1<4	cv

II.6.pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicites principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible en regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé destinés à transmettre les charges (horizontales et verticales) dans les fondations

D'après le RPA99 article 7.7.1«les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires »avec :

e : l'épaisseur du voile.



L : porté du voile.

Figure II.9 : Coupe de voile en élévation

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

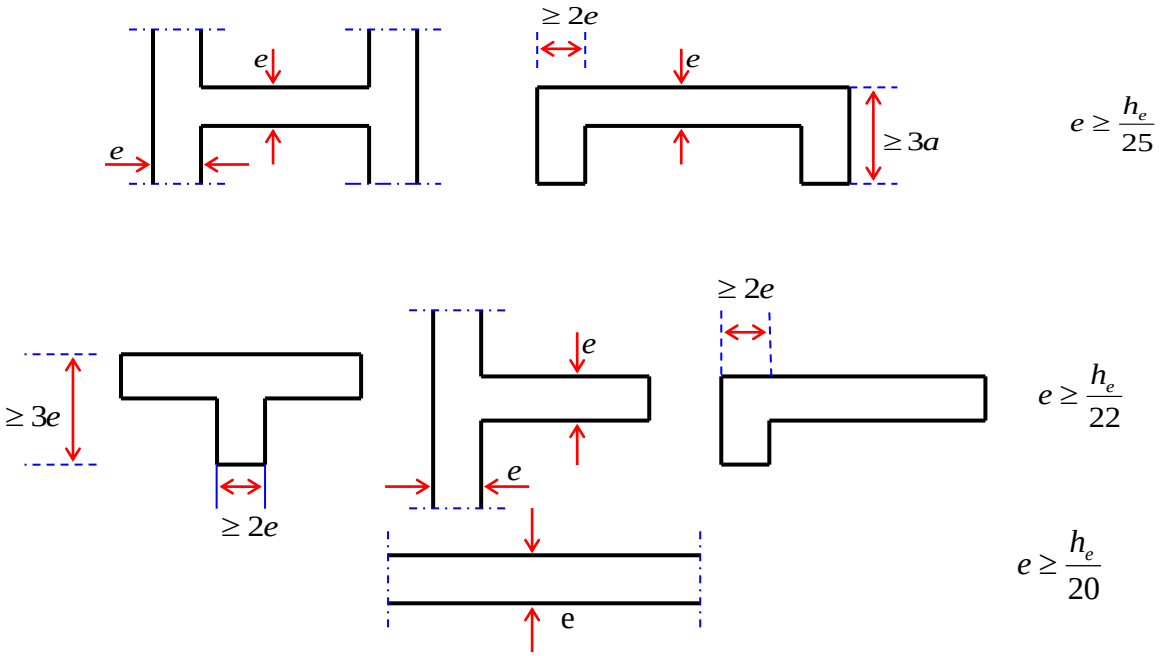


Figure II.10 Coupes de voiles en plan

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$a \geq h_e/20$

he=3.06-0.4=2.66 m.

$a \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$.

$a \geq \max [2,66/20 ; 15 \text{ cm}]$. RPA99 (Article 7.7.1)

$a \geq \max [13.3; 15\text{cm}]$.

Soit a=15 cm.(on prend pour les deux direction orthogonaux).

Chapitre III

Calcul les éléments secondaire

III. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

• les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

• les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

III.1 : L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour des raisons d'étanchéité des terrasses inaccessibles. Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

III.1.1.calcul de la l'acrotère :

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravie de la 0oussée du vent d'où al forale un écran.

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$$S = 0.1m^2$$

Géométrie	
La hauteur h	**60cm**
L'épaisseur h_o	**10cm**
L'enrobage c	**2cm**
La surface S	**0.1m²**
L'enrobage $C = C'$	**2cm**

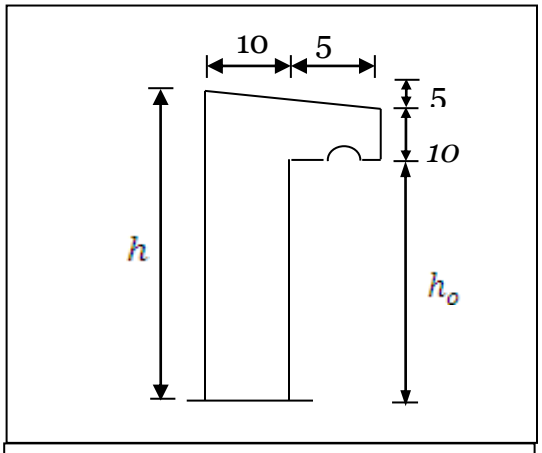


Figure III.1 L' acrotère

Matériaux	
Béton de résistance f_{c28}	**25MPa**
Acier de limite élastique f_e	**400MPa**

III.1.2.le ferraillage :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation. Le calcul se fait par un% bande de 1 m.

*Selon R.P.A on a : $F_p = 4AC_pW_p$

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ;

Zone IIa»⇒ A = 0,15

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ;

CP = 0,8.

WP = 25 × 0,1= 2,5 KN/ml.

$F_P = 4 \times 0{,}15 \times 0{,}8 \times 2{,}5 \Rightarrow F_P = 1{,}2KN/ml.$

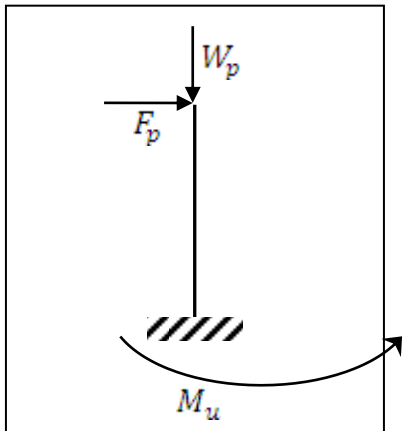


Figure III.2 schéma statique

E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	3,375 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,8KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,08 KN.m

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,5 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1,2 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,72 KN.m

III.1.3 calcul de l' excentricité :

- L'excentricité de 1[er]ordre :

$e_1 = M_u/N_u = 0{,}32m$

1. L'excentricité additionnelle :

$e_a = Max(2cm; l/250) = 2cm$

- L'excentricité de 2[éme] ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h}(2 + \alpha\emptyset)$$

$$l_f = 2l = 1{,}2m \ ; \ \alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s}\right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0.00144m$$

$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0{,}341m$

$\begin{cases} e_o = 0{,}341m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0.08m \end{cases} \Longrightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C'\right)$ ⇒ La section partiellement comprimé.

III.1.4.sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

- E.L.U :

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0.386m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1{,}3KN.m$$

- E.L.S :

$$e_o = M_{ser}/N_{ser} = 0{,}288m$$

$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0{,}333\text{m}$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.83KN.m$$

III.1.5 calcul de ferraillage:

Calcul des moments réduits			
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu \leq \mu_l$alors : « Pas d'aciers comprimés » $\mu \geq \mu_l$alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu}bd^2} = 0.006$	Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section			
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	α=0.007	
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	y=0.0008m	
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	Z_b=0.119m	
Détermination de la section théorique des aciers tendus			
Section théorique d'acier	$M_{uA}/Z_b f_{su}$	$A_u = 0.313cm^2$	
Condition de non fragilité	$0.23\ b\ d\ f_{t28}/f_e$	$A_{min} = 1.665\,cm^2$	
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)			
6T6 $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{A_s = 1.70cm^2}$			
Les armatures de répartition	$A/4$	0.425cm^2	

3T6 $\Longrightarrow$ $A_s = 0.85cm^2$

III.1.6 vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\boldsymbol{\tau_u}$ =0.1$\boldsymbol{MPa}$
Contrainte tangente limite	$Min(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	2.50 $\boldsymbol{MPa}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\boldsymbol{\tau_u \leq Min(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)}$	0.1 < 2.5 vérifiée

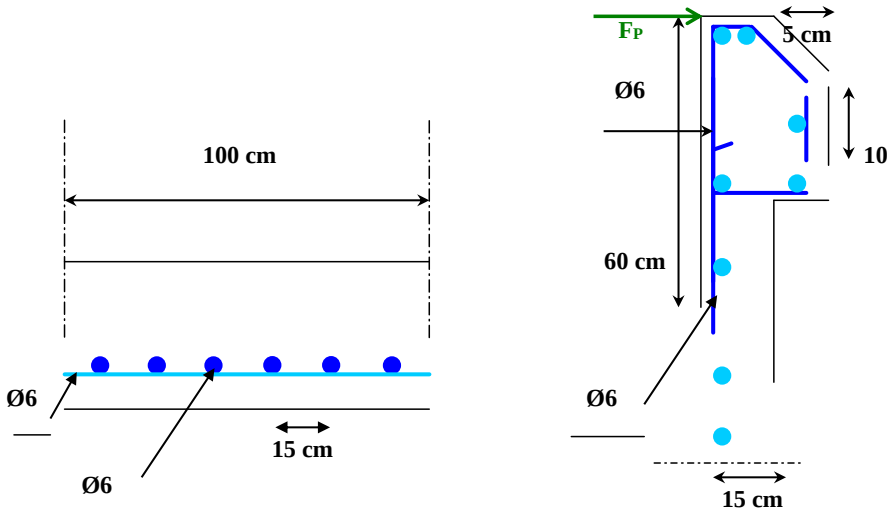


Figure III.3 coupe de l'acrotère

III.2.L 'escalier :

III.2.1.Définition :

Un escalier se compose d'un certains nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle

la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du coté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

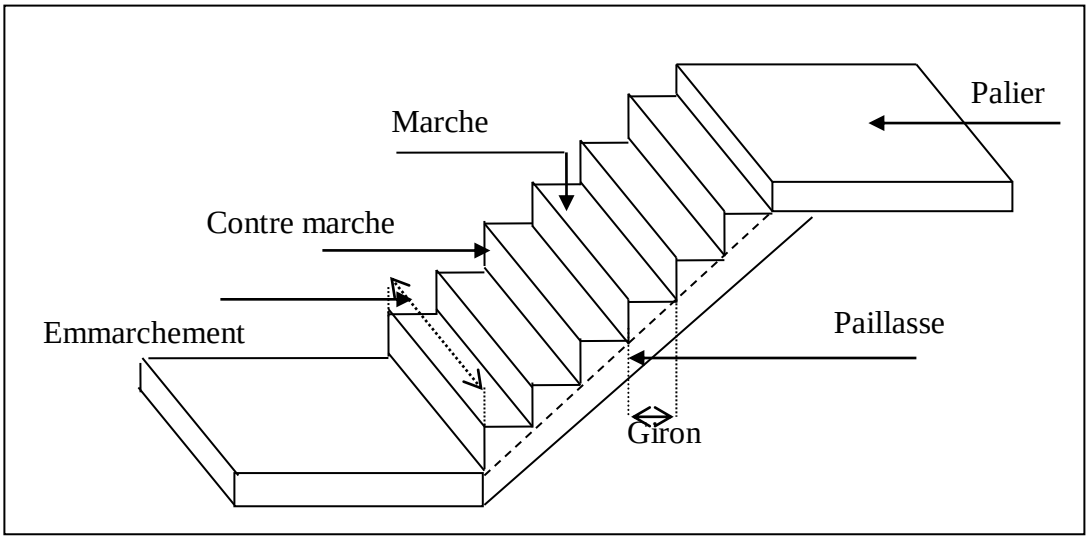
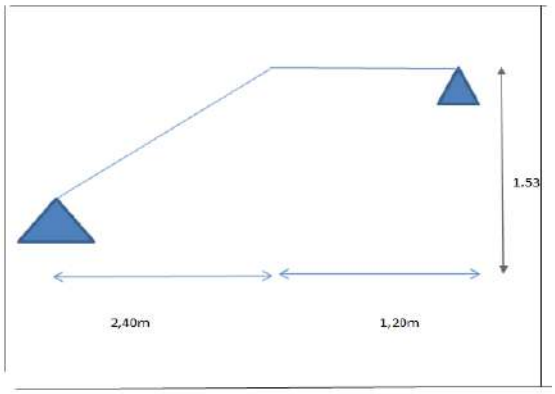


Figure III.4: les éléments d'escalier

III.2.2.Dimensionnement :

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire.

La hauteur étage courant : 3,06 m avec deux volées de hauteur H=1.53 m.



Le schéma statique de ce type d'escalier et comme.

Figure III.5: dimensions de l'escalier

L'angle d'inclinaison α :

tng=H/L

α=32.23°

Longueur de la paillasse :

L_0=H/sin α L_0=2.87 m.

On utilisant la formule de blondel pour déterminer g, h , n

Avec :

g : largeur de la marche.

h : la hauteur de la contremarche.

n : le nombre de contremarches

59 cm ≤g+2h ≤64 cm g=(L)/(n-1) ; h=H/n

Détermination de n, g, h (H=1.53 m ,L=2.40 m)

On trouve n=9

Nombre de marches : n-1=8

Nombre de contremarche : n=9

Hauteur de la contremarche : h=17 cm

La largeur de la marche g=(L)/(n-1)

g=30 cm.

III.2.3.Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé on fonction de la largeur L

(L/35)≤e ≤(L/30)

Avec L=1.2+2.87 =4.07m.

11.62≤e ≤13.56

On prendra on prendra : e_{palier}= $e_{paillasse}$ = 15 cm

III.2.4 Evaluation des charges et surcharges :

III.2.4.1 .charges permanents de palier :

Tableau III.5 : charge permanentes du palier

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40

2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanent G				5.45

III.2.4.2.charge permanents la paillasse :

Tableau III.6 : charge permanentes du paillasse

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.15 /cos (32.21)	25	4.43
5	Poids des marches	0.085	25	2.13
6	Enduits ciment	0.02	18	0.36
Charge permanent G				8.26

III.2.4.3. surcharge d'exploitation :

Q=2.5 KN/m²

III.2.4.4 Détermination des efforts :

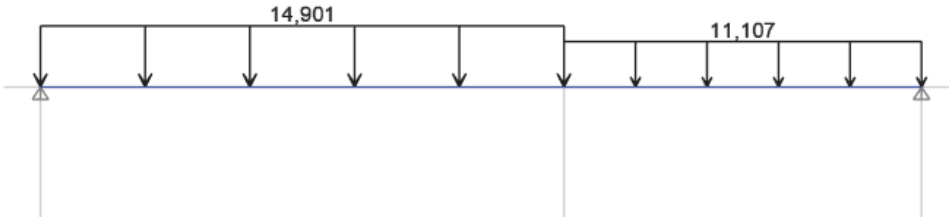


Figure III.6 Chargementdansescalier à l' ELU

Tableau III.7 : combinaison de la charge de l'escalier

	G (KN/m)	Q(KN/m)	P(ELU) (KN/m)	P(ELS(KN/m))
Paillasse	8.26	2.5	14.901	10.760
palier	5.45	2.5	11.107	7.950

à l'ELU :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.901 * 2.87) + (11.107 * 1.20)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 56.094KN$$

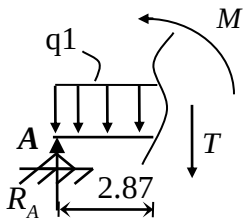
$$\sum M/_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[(14.901*2.87)(2.87/2)+(11.107*1.20)((1.20/2)+(2.87))\right]/4.07$$
$$\Rightarrow \mathrm{R_B} = 26.44\mathrm{KN}$$

DONC RA=29.66kN ; RB=26.44KN.

Effort tranchant et moment fléchissant

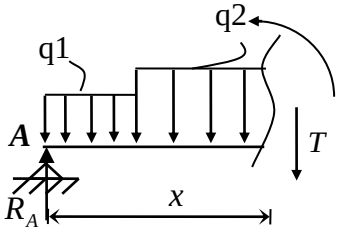
- $0 \le x \le 2.87$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q1x \\ M(x) = R_A x - q1\dfrac{x^2}{2} \end{cases}$$



- $2.87 \le x \le 4.07$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 2.87q1 - q2(x-2.87) \\ M(x) = R_A x - 2..87\left(x - \dfrac{2.87}{2}\right)q_1 - \dfrac{(x-2.87)^2}{2}q_2 \end{cases}$$



T(x)=0 x=1.99

M=(1.99)=29.52KN.m.

Mt=0.85x29.52=25.092KN.m.

Ma=0.5 x 29.52=14.76 KN.m

L'ELS :

RA=21KN.

RB=19.02KN.

T(x)=0 x=1.95 m

M(1.95)=20.49KN.m

Donc Mt=0.85* 20.49=17.42KN.m

Ma=0.5*20.49=10.24 KN.m

à L'ELU :

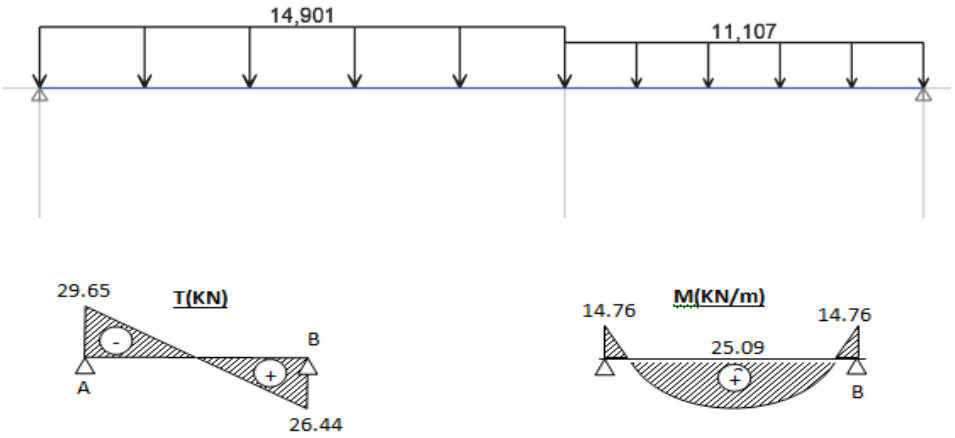


Figure III.7 : le diagramme de moment et de l'effort tranchant à l'ELU

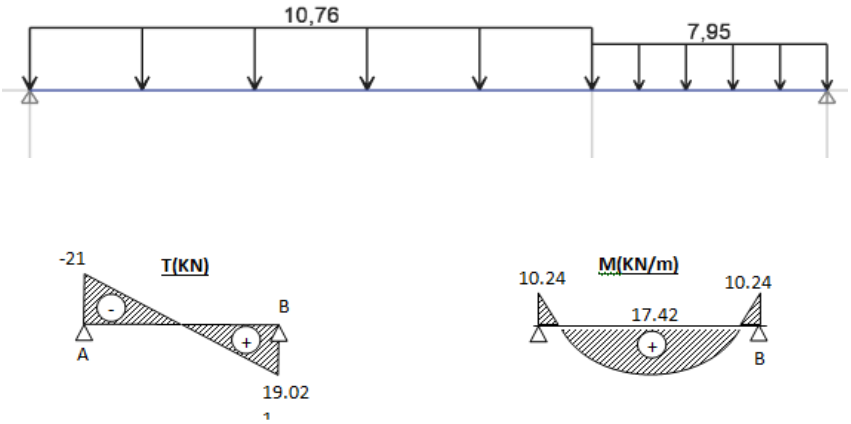


Figure III.8: le diagramme de moment et de l'effort tranchant à l'ELS

III.2.5.calcul de ferraillage :

III.2.5.1. calcul des sections d'acier de l'escalier :

Tableau III.8. les donnés

Béton	Fc28=25 Mpa	γ_b = 1,5	σbc =14.2 Mpa	C=1.7 cm
	Ft28=2.1 Mpa	b=100 cm	h=15 cm	d=13.5cm
Acier	FeE400	Fe=400Mpa	γs=1.15	σs =348Mpa

Tableau III.9. calcul des section d'acier de l'escalier

	Mu(KN.m)	μ	β	A (cm²)	A '(cm²)	A min(cm²)	A adopta (cm²)
En travée	25.092	0.096	0.989	5.62	0	1.5	5 HA 14=7.70
En appuis	14.76	0.0570	0.984	3.24	0	1.5	4 HA 12=4.52

III.2.5.2 les armateurs de répartition :

Tableau III.10 les armateurs de répartition

	A rep ≥A/4	On adopte
En travée	1.925	3HA 10=2,35cm²/ml
En appuis	1.13	3 HA 10=2,35 cm²/ml

III.2.5.3 vérification de l'espacement

Tableau III.11 : vérification de l'espacement des armatures

	Les armateurs longitudinales	Les armateurs de répartition
En travée	St=20cm≤min[3*15=51cm ;33cm]=33cm	St=33.33cm≤min[4 h=68cm,45cm]=45 cm
En appuis	St=20cm≤min[3*15=51cm ;33cm]=33cm	St=33.33cm≤min[4 h=68cm,45cm]=45 cm

III.2.5.4 vérification à L'ELS :

Tableau III.12 : vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS

	Mser (KN.m)	A(cm²)	I(cm^4)	Y (cm)	K(N/cm³)	σbMpa	σb barre Mpa	σb≤σb barre
En travée	17.42	7.70	12391.7145	4.54	140.577	6.39	15	cv
En appuis	10.24	4.52	8199.0229	3.65	124.892	4.56	15	cv

III.2.5.5 vérification de l'effort tranchant :

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau \text{ u barre} = \min [0.2 \, F_{c28} = 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}]$$

Tableau III.13 : vérification de l'effort tranchant

T max	τ_u Mpa	τ u barre	τ u ≤τ u barre
29.65	0.219	1.166	Vérifier

III.2.5.6 vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci –après vérifier :

- Vérification 1ére condition de la flèche

At (cm²)	b_o	d	At/ (b_o*d)	f_e(Mpa)	$2/f_e$	***At /b*d*** ≤

						$2/f_e$
7.70	100	13.5	0.005	400	0.005	Cv

- Vérification 2éme condition de la flèche

h	L	h/L	Mtser	M_o	$Mt/20M_o$	$h/L \leq Mt/20M0$
15	4.07	0.036	17.42	20.49	0.042	Cv

III.3.6. Etude de la poutre palière :

Poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.3.6.1 pré dimensionnement :

Armature longitudinales:

Selon le BAEL 91 , le critère de rigidité est :

$(L/15) \leq h_t \leq (L/10)$

$(245/15) \leq h_t \leq (245/10)$ $16.33 \leq h_t \leq 24.5$

On pondre ht=30cm.

$0.4ht \leq b \leq 0.8ht$

$12 \leq b \leq 24$ b=30 cm.

Vérification des conditions RPA (version 2003) :

b≥20 cm ; 30 cm≥20 cm cv

ht≥30 cm ; 30 cm≥30 cv

$(ht/b) \leq 4$; 30/30 =1<4 cv

Suivant RPA min (h,b)> 25 cm.

Donc, la section de la poutre palière est (b*h)=30 *30 cm².

III.3.6.2 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière 0.30*0.30*25 =2.25 KN/ml.

Réaction du palier sur la poutre : R_{bu}=13.61 KN.

R_{bs} =9.73KN

Q=2.5 KN/m.

On a : q_{bu}=1.35*2.25+1.5*2.5+13.61 =20.39KN/m.

Q_{bser}=2.25+2.5+9.73=14.48 KN/m.

III.3.6.3 Sollicitation :

ELU :

M_0= q_u*l^2/8=15.29KN.m

M_t =0.8*M_0 =12.23KN.m

M_a =0.5*M_0=7.64KN.m

Tx=ql/2=20.39*2.45/2=24.97KN

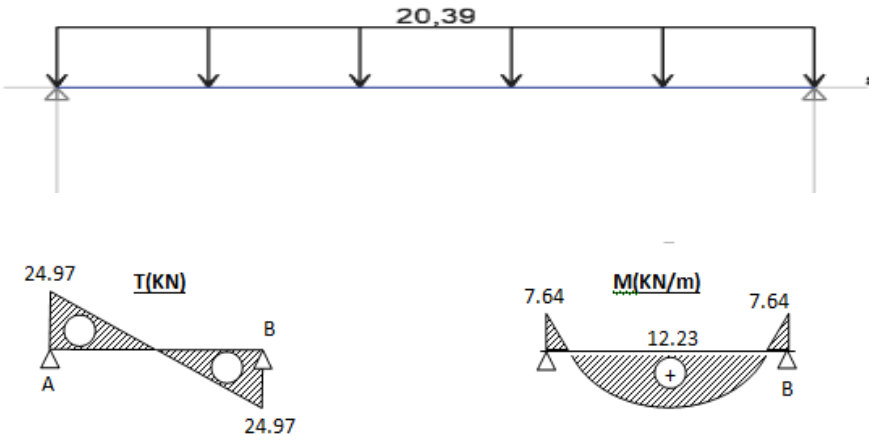


Figure III.9 le diagramme de moment et de l'effort tranchant àl'ELU (palière

ELS :

M_0= q_{ser}*l^2/8=10.86KN.m

M_t =0.8*M_0 =8.69KN.m

M_a =0.5*M_0=5.43 KN.m

Tx=ql/2=26.35*2.45/2=17.73KN.

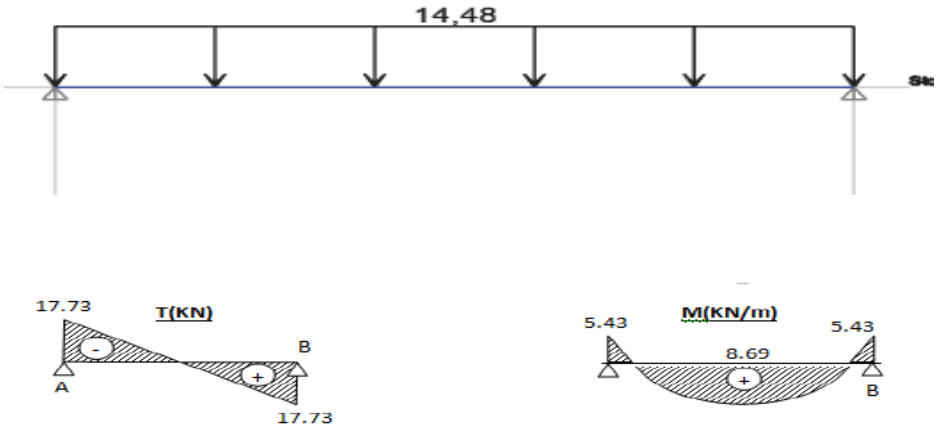


Figure III.10 le diagramme de moment et de l'effort tranchant àl'ELS (palière)

III.3.6.4 calcul du ferraillage :

Tableau III.16 :les donnés

Béton	**Fc28=25 Mpa**	**γ_b = 1.5**	**σbc=14.2 Mpa**	**C=3 cm**
	Ft28=2.1 Mpa	b=30cm	h=30 cm	d=27cm
Acier	FeE400	Fe=400Mpa	γs=1.15	σs=348Mpa

A-L'ELU :

Les armateurs longitudinaux :

Tableau III. 17 la section d'armature de la poutre palière

	Mu(KN.m)	μ	β	A (cm²)	A adopta (cm²)
En travée	12.23	0.0394	0.550	2.36	3HA12=3.39
En appuis	7.64	0.02465	0.569	1.42	3HA10=2.35

Armatures transversales : RPA99 (version2003) Art.7.5.2.2 :

At=0.003 st*b

St ≤ min (h/4,12 Ø;30 cm) dans la zone nodale

st ≤ h/2 dans la zone courante .

Tableau III.18 la section d'armateur transversale de la poutre palière

Espacement	Armatures

Zone nodale (cm)	Zone courante (cm)	Ø(cm)	At (cm²)
7.5	15	0.9	3HA10=2.35

Vérification des contraint à l'ELS :

Tableau III.19 vérification de la contrainte de la poutre palière à L' ELU

	A (cm²)	M ser(KN.m)	σbMpa	σb barre Mpa	σb≤σb barre
En travée	3.39	8.69	2.69	15	Cv
En appuis	2.01	5.43	2.26	15	Cv

Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.20 vérification des contrainte de cisaillement à L'ELU

Section	T(KN)	$\tau(kN)$	τ u barre(KN)	τ u ≤τ u barre
30*30	24.97	0.38	3.33	Cv

Vérification des sections d'armature selon RPA99 version2003 : Art [7.5.2.1] :

Amin≥ 0.23*b*d (ft28/fe)=0.97 cm²

Pourcentage minimale BAEL(Artb64)

Amin=0.001*30*30=0.9 cm².

Pourcentage maximale :

Amax=(0.5/100)*30*30=4.5 cm².

Tableau III21 Vérification des sections des armatures de la poutre palière

	A(cm²)	Amin(cm²)	Amax(cm²)	Amin≤A≤Amax
En travée	3.39	0.9	4.5	Cv
En appuis	2.01	0.9	4.5	Cv

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci –après sont vérifier

h /L = 30/ 245= 0.122≥ 1 /16 = 0.062 (CV)

h/L = 30/245 = 0.122 ≥ Mt/ 10M0 = 16.558/10 ∗ 19.48= 0.079(CV)

A/ b. d = 3.39/(30*27) = 0.0041≤ 4.2/fe = 0.0105 (cv)

III.4 les dalles plaines :

III.4.1 .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.4.2.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 élasto-plastique.

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

P : Charge totale Text = P. f (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (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 fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Dans notre structure on distingue 2 types :

Type 1 :

Dalle pleines rectangulaire appuie sur 3 coté de (2.85*1.40)

Types 2 :

Dalle pleines rectangulaire appuie sur 2coté de (3.00*1.40)

Dalle pleines rectangulaire appuie sur 2 coté de (2.09*1.70)

III.4.4 évaluation des charges :

Tableau III.22 Evaluation des charges

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q u (KN/m²)	qSer (KN/m²)
plancher terrasse	7.51	3.5	15.38	11.01
Plancher courant	7.11	3.5	14.84	10.61

III.4.5 calcul les types de dalle :

✓ Dalle pleines rectangulaire appuie sur 2 coté de (3.00*1.40)

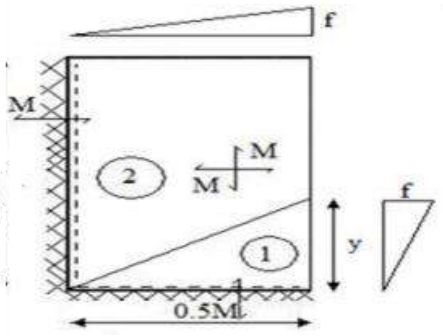


Figure.III.11.: les différents étapes de calcule sur la dalle reposant sur 2 appuis

Tableau III..2 : travail externe

Elément	Aire de chargement		Déplacement de CG	Travail externe pour une charge qu
1	1	0.7 y	f/3	0.23*y*f*qu
2	1	0.7 y	f/3	0.23*y*f*qu
3	1	(3-y).1,40	f/2	(2.1-0.7y)*f*qu

				Σ	(2.1-0.24y)*f*qu

Tableau III.24 : les valeurs du travail interne

Elément		Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture (L)	Rotation(θ)	Travail interne M.L. θ
1	+	M	1.40	f/y	1.40M.f/y
	-	0.5 M	1.40	f/y	0.7 M.f/y
2	+	M	Y	f/1.40	0.71 M.y.f
	-	0.5M	Y	f/1.40	0.36M.f.y
				Σ	(2.1/y+1.07y)M.f

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne: (ΣText= Σ Tint)

(2.1-0.24y)*f*qu =(2.1/y+1.07y)M.f

qu=((2.1/y+1.07y)/(2.1-0.24y)).M

dqu/dy=2.243y²+1.008y-4.41 =0

y=1.19

donc M=9.22 KN.m

□0u = qu* □²/8 =17.30KN.m

Mtu=13.84 KN.m

Mau=8.65 KN.m

Moser=16.7KN.m

Mtser=13.6 KN.m

Maser=8.35 KN.m

- ✓ Dalle pleines rectangulaire appuie sur 3 coté de (2.85*1.40)

Tableau.III.25 : travail externe

Elément	Aire de chargement		Déplacement de CG	Travail externe pour une charge qu
1	2	0.7 y	f/3	0.46*y*f*qu
2	1	(2.85-2y)*1.40	f/2	(1.99-1.4y)*f*qu
3	2	0.7y	f/3	0.46*y*f*qu
			Σ	(1.99-0.48y)*f*qu

Tableau .III.26 : les valeurs du travail interne

Elément		Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture (L)	Rotation(θ)	Travail interne M.L. θ
1	+	M	1.40	f/y	1.40M.f/y
	-	0.5M		f/y	0.7 M.f/y
2	+	M	2y	f/1.40	1.43 M.y.f
	-	M	2.85	f/1.40	2.03 M.f
3	+	M	1.40	f/y	1.40M.f/y
	-	0.5M	1.40	f/y	0.7 M.f/y
				Σ	(4.2/y+1.43y+2.03)M.f

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne: (ΣText= Σ Tint)

(1.99 -0.48y)*f*qu=(4.2/y+1.43y+2.03)M.f

qu=((4.2/y+1.43y+2.03) /(1.99-0.48y)).M

dqu/dy=5.62 y^2+4.03 y-8.35 =0

y=0.91

donc pour étage courante :

Mu=Mtu=0.195*15.38=2.99KN.m

Mser=Mtser=0.195*11.01=2.13 KN.M

Mau=0.5*2.99=1.50 KN.m

Maser=0.5*2.13=1.065 KN.m

Pour la terrasse :

Mu=Mtu=2.88KN.m

Mser=Mtser=2.06 KN.M

Mau=1.44 KN.m

Maser=1.03 KN.m.

- ✓ Types 2 : Dalle pleines rectangulaire appuie sur 2 coté de (2.09*1.70)

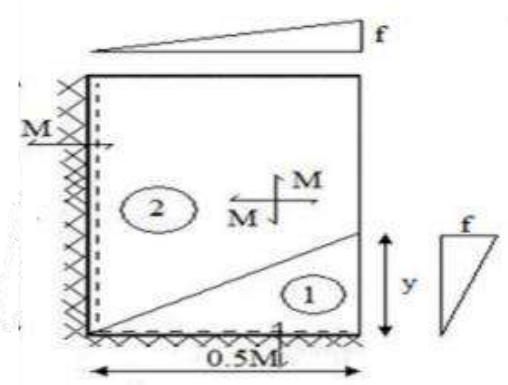


Figure.III.12.: les différents étapes de calcule sur la dalle reposant sur 2 appuis

Tableau.III.27.travail externe

Elément	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	1 0.85 y	f/3	0.283.y.qu.f
2	1 0.85 y	f/3	0.283.y.qu.f
3	1 (2.09-y).1.70	f/2	(1.77-0.85y)qu.f
		Σ	(1.77-0.29y) f qu

Tableau.III.28. les valeurs du travail interne

Elément		Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture (L)	Rotation(θ)	Travail interne M.L. θ
1	+	M	1.70	f/y	1.70M.f/y
	-	0.5 M	1.70	f/y	0.85 M.f/y
2	+	M	y	f/1.70	0.59 M.y.f
	-	0.5 M	y	f/1.70	0.29M.f.y
				Σ	(2.55/y+0.88.y).M.f

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne: (ΣText= Σ Tint)

(1.77-0.29y) f qu=(2.55/y+0.88.y).M.f

qu =((2.55/y+0.88.y)/ (1.77-0.29y)).M

dqu/dy=1.5576y²+1.479 y-4.513=0

y=1.29

donc M=6.921 KN.m

□0u = □u* □²/8 =8.39 KN.m

Mtu=6.71 KN.m

Mau=4.19 KN.m

Moser=6.01 KN.m

Mtser=4.80 KN.m

Maser=3.00 KN.m

On remarque de la dalle type 2 : (3.00*1.40) et le plus défavorable.

III.4.6.calcul du ferraillage :.

Tableau III.29. les données

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1,5	σbc = 14,2 MPa	e=1,5 cm
Acier	**FeE400**	**Fe=400MPa**	**γs = 1,15**	**σs = 348 MPa**

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

La fissuration est peu nuisible

ρ = Lx/Ly=1.4/3.00=0.46>0.4 dalle travaillant suivante deux direction.

Øp ≤ h/10 =15/10 =1,5 cm

On adopte alors Øx=10 mm.

dx= h-e-Ø/ 2=13,00 cm.

Tableau III. 30. Calcul des sections de la dalle

	Mu(KN.m)	μ	β	A(cm²)	Amin (cm²)	Aadopte (cm²)	Achoisir
En travée	13.84	0.053	0.972	3.03	1.5	4.52	4HA12
En appuis	8.65	0.033	0.983	1.87	1.5	3.14	4HA10

III.4.6.1 vérification à L'ELS :

La fissuration est peu nuisible

Tableau .III .31. vérification à L'ELS

	Mesr (KN.m)	A(cm²)	I(cm	Y(cm)	K(N/cm³)	σbMpa	σb barre Mpa	σb≤σb barre
En travée	13.6	4.52	8199.02295	3.65	165.873	6.06	15	cv
En aappuis	8.35	3.14	6087.1256	3.12	137.174	4.28	15	cv

III.4.6.2.les armateurs de répartition :

Tableau .III.32 les armateurs de répartition

	Arép≥A/4	**On adopte**
En travée	4.52/4=1.13	3HA10=2.35 cm

En appuis	3.14/4=0.78	3HA10=2.35 cm

III.4.6.3 .vérification de l'espacement :

Tableau III.33. Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armateurs de répartition
En travée	St=25cm ≤[3*15=45cm ;33]=33cm	St=33.33cm≤min [4*15=60cm ;45cm]=45cm
En appuis	St=25cm ≤[3*15=45cm ;33]=33cm	St=33.33cm≤min [4*15=60cm ;45cm]=45cm

III.4.6.4 vérification de l'effort tranchant :

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau$ u barre avec Tmax=q*L/2= 23.07 KN

Tableau .III.34.vérification de l'effort tranchant

Tmax	τ u MPA	τ u barre MPA	τ u ≤τ u barre
23.07	0.170	1.166	Vérifier

III.4.6.5 vérification de la flèche :

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

h /L = 15/ 300= 0.05≤1 /16 = 0.062 (CNV)

h/L = 15/300 = 0.071 ≥ Mt/ 15M0 = 13.84/15∗ 17.30= 0.053(CV)

A/ b. d = 4.52/(100*13.5) = 0.0023≤ 3.6/fe = 0.009 (CV).

III.5.Etude de la dalle machine :

III.5.1.Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant la déplacement des

Personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une d'entrainement, V = 1 m / s , et une surface de passage 1.43*1.40 m² reposant sur 4 appuis. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de ,des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.5.2 calcul de la dalle plaine :

Hypothèse

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

a) pré dimensionnement :

$ht \geq lx/30 = 140/30 = 4.66$ cm

Selon le règlement RPA version 2003 ; $ht \geq 12$ cm

On adopte $ht = 15$ cm.

b) fonctionnement de la dalle :

ona $\rho = lx/ly = 1.40/1.43$

$\rho = 0.97$

$0,4 < \rho = 0.97 < 1$ Donc, la dalle travaille dans les deux sens.

C. Calcul de U et V :

$U = U0 + 2.e + h0$

$V = V0 + 2.e + h0$

Avec :

ho : épaisseur de la dalle

$U0 = V0 = 80$ cm (U0 , V0 : zone dans laquelle q est concentrée)

U0 et V0 : la surface d'influence de la charge concentré.

U et V : Surface d'impacte au niveau de la fouille moyenne.

e = 5 cm (épaisseur revêtement)

$U = U0 + 2e + h0 = 80 + 2x5 + 15 = 105$ cm.

$V = V0 + 2e + ho = 80 + 2x5 + 15 = 105$ cm.

III.5.2.1. Calcul des moments à l'ELU :

a)Evaluation des moments Mx1 et My1 dus au système de levage :

$Mx = p(M1 + \nu .M2)$

My=p(M2+ν.M1)

U/lx=105/143=0.73

V/ly=105/140=0.75

Avec ν : coefficient de poisson à :

ELU ν=0

ELS ν=0,2

M1 et M2 : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGE AUD en fonction de ρ et des rapports u/lx et u/ly

U et V cotés du rectangle sur lequel la charge P s'applique ; compte tenu de la diffusion a 45° dans la dalle .Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Pour ρ = 0.97

U/lx=105/143=0.73 M1=0.143

V/ly=105/140=0.75 M2=0.130

b) Moments dus au poids propre :

Mx_2= µx.qlx^2 moment suivant la petite portée.

Mx_2= µy.qly^2 moment suivant la grande portée.

les coefficients µx et µy donnés en fonction du rapport ρ ; et du coefficient de poisson υ .

q : Charge uniformément repartie sur toute la dalle.

•Etat limite ultime (ELU) : υ = 0

ρ = 0.97 µx=0.0392 ; µy=0.9322

Poids de la dalle :

G= (25*0.15) *1 ml = 3.75 KN /ml.

Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN /ml

• Combinaison de charges :

- Sous charge uniformément répartie :

qu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 × 3.75+ 1.5 ×1 = 6.06 KN

Mux1= 0.0392*6.06*$(1.40)^2$=0.465 KN.m

M uy1=0.9322*0.465=0.433 KN.m.

• Etat limite de service (ELS) : υ =0.2

ρ = 0.97 μx=0.0465 ; μy=0.9543

Poids de la dalle :

G= (25*0.15) *1 ml = 3.75 KN /ml.

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

• Combinaison de charges :

qs=G+Q=3.75+1=4.75 KN.m

Msx1= 0.0465*4.75*(1.40)²=0.432 KN.m

M sy1=0.9543*0.432=0.412 KN.m.

• Etat limite ultime (ELU) : υ = 0

Pu=1.35*G Avec G=90KN.

G=chargement localisé au centre du panneau (non pondéré)

qu =1.35*90=121.5KN.

Mux2=qu.M1=121.5*0.143=17.37KN.m.

Muy2=qu.M2=121.5*0.130=15.79KN.m

• Etat limite de service (ELS) : υ =0.2

Ps=G Avec G=90KN

G=chargement localisé au centre du panneau (non pondéré)

Msx2=qs.(M1+υ M2)= 90(0.143 +0.2*0.130)=15.21KN.m.

Msy2= qs.(M2+ υM1)= 90(0.130+0.2*0.143)=14.27KN.m.

Les moments globaux :

Superposition des moments:

ELU :

Mux = Mux1+ Mux2 = 0.465+17.37 = 17.83KN.m

Muy = Muy1 + Muy2= 0.433+17.79= 18.22 KN.m.

Mtux=0.85*17.83=15.155 KN.m

Mtuy=0.85*18.22=15.48 KN.m.

Maux=0.3*17.83 =5.349KN.m

Mauy=0.3*18.22=5.466 KN.m

ELS :

Msx = Msx1+ Msx2 = 0.432+15.21= 15.64KN.m.

Msy = Msy1 + Msy2= 0.412+14.27= 14.68KN.m.

Mtsx=0.85*15.64= 13.29KN.m.

Mtsy=0.85*14.68=12.47 KN.m.

Masx=0.3*15.64=4.69 KN.m.

Masy=0.3*14.68=4.40 KN.m.

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III.5.3.calcul de ferraillage :

Tableau III. 35. Les données

Béton	**Fc28=25 Mpa**	**γ_b = 1.5**	**σbc=14.2 Mpa**	**C=3 cm**
	Ft28=2.1 Mpa	b=100cm	h=15 cm	d=27cm
Acier	FeE400	Fe=400Mpa	γs=1.15	σs=348Mpa

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

Ø ≤ h/10 =15/10 =1,5 cm

On adopte alors Øx=10 mm.

dx= h-e-Ø/ 2=13,00 cm.

Sens x :

Tableau III. 36. Calcul des sections de la dalle

	Mu(KN.m)	μ	β	A (cm²)	A min(cm²)	A adopta (cm²)
En travée	15.155	0.058	0.970	3.33	1.5	4 HA 12=4.52
En appuis	5.349	0.020	0.990	1.15	1.5	3HA 10=2.35

Sens y :

	Mu(KN.m)	μ	β	A (cm²)	A min(cm²)	A adopta (cm²)
En travée	15.48	0.059	0.969	3.40	1.5	4 HA 12=4.52
En appuis	5.466	0.021	0.989	1.17	1.5	3 HA 10=2.35

III.5.3.1 vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible

Tableau III.37. Vérification à l'ELS

		Mser(KN.m)	A(cm²)	I(cm	Y(cm)	K(N/cm³)	σbMpa	σb barre Mpa	σb≤σb barre
Sens x	En travée	13.29	4.52	8199.022	3.65	162.092	5.93	15	cv
	En appuis	4.69	2.01	4167.684	2.56	112.532	2.89	15	cv
Sens y	En travée	12.47	4.52	8199.02	3.65	152.091	5.55	15	cv
	En appuis	4.40	2.01	4167.6847	2.56	105.574	2.71	15	cv

III.5.3.2 les armateurs de répartition :

Tableau. III 38.les armateurs de répartition (sens x ;et y)

	Arép≥A/4	On adopte
En travée	4.52/4=1.13	3HA10=2.35 cm
En appuis	2.01/4=0.50	3HA10=2.35 cm

III.5.3.3 vérification de l'espacement :

Tableau. III.39 vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armateurs de répartition
En travée	St=25cm ≤[3*15=45cm ;33]=33cm	St=33.33cm≤min [4*15=60cm ;45cm]=45cm
En appuis	St=33.33cm ≤[3*15=45cm ;33]=33cm	St=33.33cm≤min [4*15=60cm ;45cm]=45cm

III.5.3.4. vérification de l'effort tranchant :

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau \text{ u barre} \quad \text{avec} \quad \text{Tmax=q*L/2= 85.05 KN}$$

Tableau .III.40.vérification de l'effort tranchant

Tmax	τ u MPA	τ u barre MPA	τ u ≤τ u barre
85.05	0.630	1.166	vérifier

III.5.3.5. vérification de la flèche :

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

h /L = 15/ 140= 0.107≥ 1 /16 = 0.062 (CV)

h/L = 15/140 = 0.107 ≥ Mt/ 20M0 = 15.48/20∗ 17.83= 0.043(CV)

A/ b. d = 4.52/(100*13.5) = 0.00334≤ 4.2/fe = 0.0105 (CV).

III.6. Étude des 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.6.1. 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.

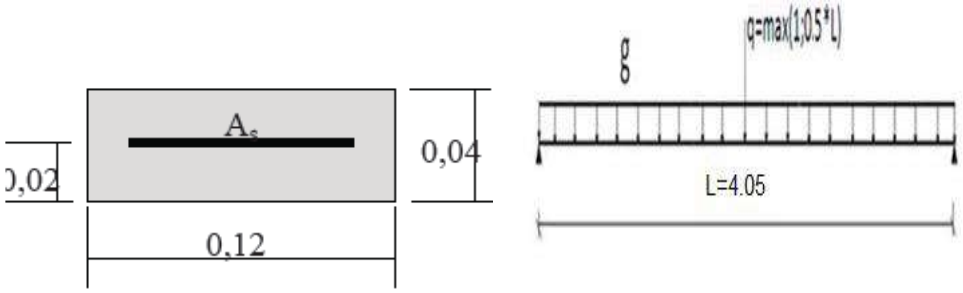


Figure III-13: schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III-41 : les charges de la poutrelle avant collage

Travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.76	2.38	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.72	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III-42 : Calcul des moments

MG(KN.µ)	MQ(KN.µ)	Mu(KN.µ)
$\frac{GL\hat{}2}{8}$=2.0391	$\frac{QL}{4}$=2.8322	$1.35M_{Г}+1.5M_{Θ}=7.001$

$\mu=\frac{Mu}{b*d^2*\overline{\sigma b}}=\frac{7.001*10^3}{14.2*12*18^2}$ **=12.68>>μmax =0.392**

conclusion :

Les armatures comprimées A' sont néccésaire cependant la section est faible pour cela on prévoira des étaiemnet pour aider la poutrelle à souporter les charges qui lui riennant avant coulage de la table de compression.

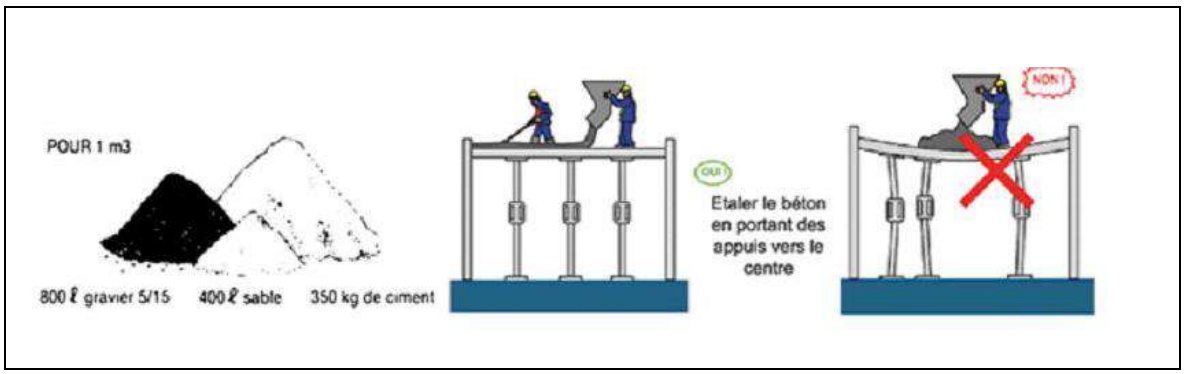


Figure III-14 : Choix de disposition des étaiements

III.6.1.1Calcule des étaiements :

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminé le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "f limite", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention $f < f$ limite

$$f = fG + fQ$$

Telle que : fQ : Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [Q=max (1 kN;0.5L)]

- $fQ=\frac{P*L^4}{348*E*I}$

fG:Une flèche due à la charge répartie.

$$fG = \frac{5 * q * l^4}{348 * E * I}$$

Tableau III.43 Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage

Nombre d'était	L	G	Q	E	I	f	$\bar{f}$	$f \leq \bar{f}$
1	4,76	0,72	2,38	10819	$6,4\times10^5$		0,9	CV
2	2,38	0,72	1,19	10819	$6,4\times10^5$		0,47	CV
3	1,54	0,72	1	10819	$6,4\times10^5$		0,30	CV
4	1,19	0,72	1	10819	$6,4\times10^5$		0,23	CV
5	1	0,72	1	10819	$6,4\times10^5$		0,2	CV

III.6.2. Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Dans notre bâtiment, ondoit calculer un seul type de poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 6 travées (Plancher à usage habitation).Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode forfaitaire soit par la méthode Caquot.

a**) Conditions d'application de la méthode forfaitaire** :

1 $Q \leq Min[2G; 5KN/m^2]$

⇒ On ne peut pas faire cette vérification parce qu'on a pas une charge concentrée

2 $0{,}8 \leq \frac{li}{li+1} \leq 1{,}25$ CV

3 La fissuration doit étre peu nuisible ⇒ CV

b) Exposé de la méthode :

$a = \frac{Q}{Q+G}$

Il faut vérifier les trois inégalités

1 $Mt + \frac{Me+Mw}{2} \geq Max[1{,}05M0; (1+0{,}5a)M0]$

2 $\begin{cases} \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\boldsymbol{M_0} & \text{pour les trvées de rive} \\ \frac{1+0{,}3\alpha}{2}\boldsymbol{M_0} & \text{pour les travées intermediaire} \end{cases}$

3 $M_a \geq \begin{cases} 0.6\ M_0\text{ , cas de deux travées} \\ 0.5M_0\text{ , appuis voisins des apuis de rives pour les poutres à plus de deux travées} \\ 0.4\ M_0\text{ , pour les appuis intermediaires pour les poutres à plus de trois travées} \end{cases}$

a. Dimensions : Comme on a vu dans le chapitre précédent, les dimensions

$b_1 = 24\,cm.$

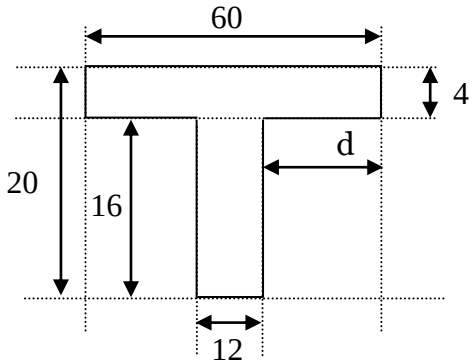


Figure III.15 Schéma de poutrelle.

b. Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1. Terrasse :

- **E.L.U**: (1.35G+1.5Q)×0.6=(1.35×6.56+1.5×1)×0.6=6.214
- **E.L.S**: (G+Q)×0.6=(6.56+1)×0.6=4.536

2. Étage courant :

- **E.L.U**: (1.35G+1.5Q)×0.6=(1.35×6.16+1.5×1.5)×0.6=6.33

- **E.L.S**: (G+Q)×0.6=(6.16+1.5)×0.6=4.596

2. Étage courant :

c. Type des poutrelles

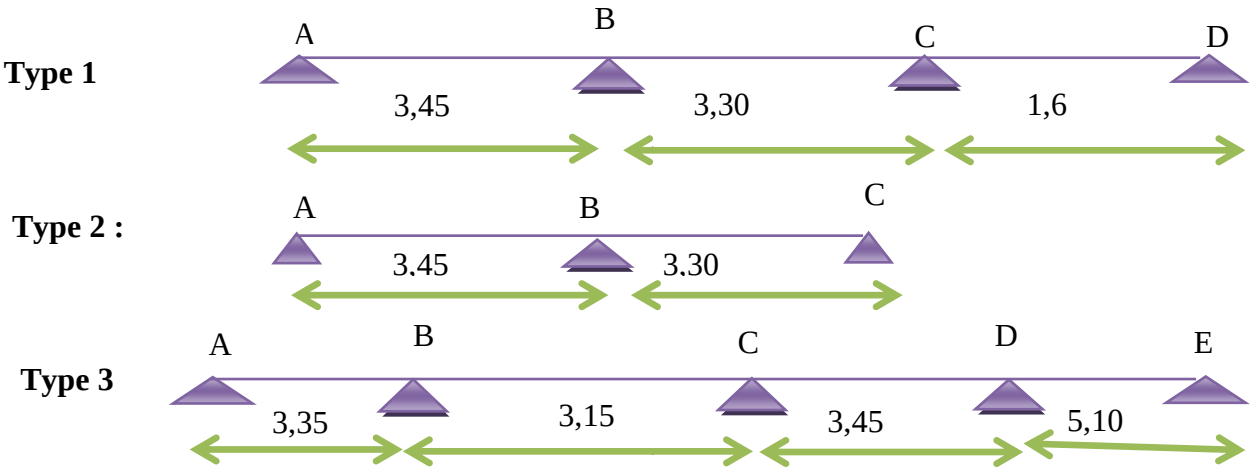


Figure.III.16 schéma statique des poutrelles.

Tableau III.44. Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

Niveaux	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	**6.16**	**1.5**	**6.33**	4.596
Etages terrasse	**6.56**	**1**	6.214	4.536

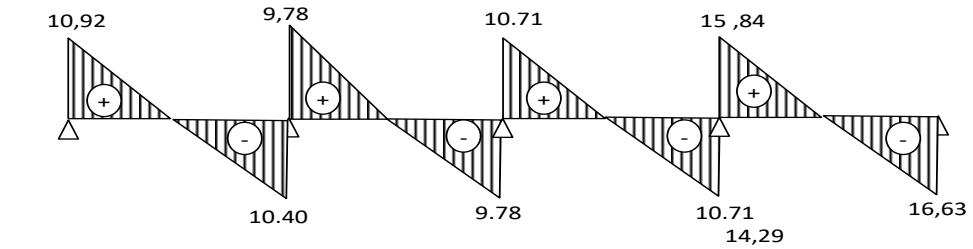
•Calcul des moments et des efforts tranchants du plancher terrasse àl'E.L.U :

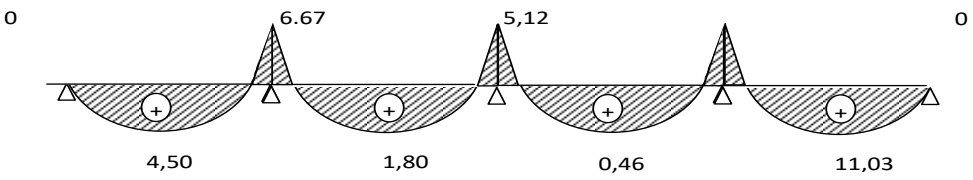
Tableau III.45 : Etude de plancher terrasse L'ELU

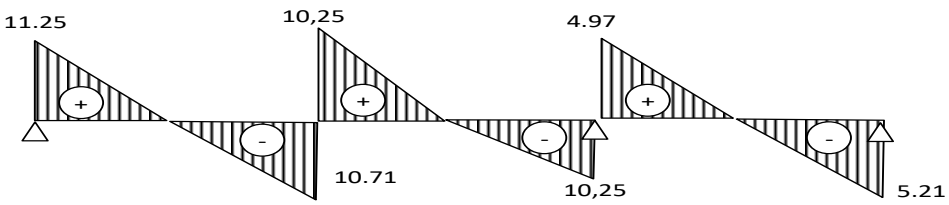
Type	N°	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	Tw	te
1	1	6.214	6.214	0	3.45	0	3.45	0	0	1.8491	0	-11.3
	2	6.214	6.214	3.45	3.3	3.45	2.64	0.77	7.13813	7.1381	10.719	-10.3
	3	6.214	6.214	3.3	1.6	2.64	1.6	0.61	3.87871	3.8787	10.253	-4.97
	4	6.214	6.214	1.6	0	1.6	0	0	0.3977	0	5.2198	0
2	1	6.214	0	3.45	0	3.45	0	0	1.8491	0	-11.3	6.214
	2	6.214	3.45	3.3	3.45	3.3	0.96	8.33955	8.3396	10.719	-10.3	6.214
	3	6.214	3.3	0	3.3	0	0	1.69176	0	10.766	0	6.214
3	1	6.214	6.214	0	3.35	0	3.35	0	0	1.7434	0	-10.9
	2	6.214	6.214	3.35	3.15	3.35	2.52	0.75	6.67523	6.6752	10.408	-9.79
	3	6.214	6.214	3.15	3.45	2.52	2.76	1.1	5.12677	5.1268	9.7871	-10.7
	4	6.214	6.214	3.45	5.1	2.76	5.1	1.85	14.2934	14.293	10.719	-15.8
	5	6.214	6.214	5.1	0	5.1	0	0	4.04065	0	16.638	0

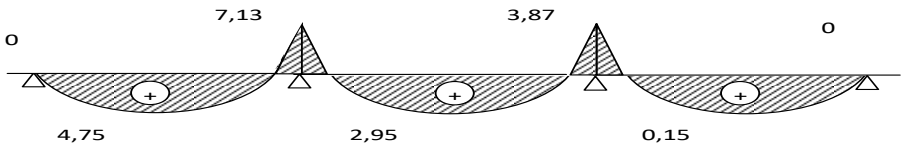
type	Travées	M_0 (KNm)	M_t	T_e	T_w
1	AB	9.2452669	4.7517	-11.2551	10.71915
	BC	8.4588075	2.9504	-10.2531	10.2531
	CD	1.98848	-0.15	-4.9712	5.21976
2	AB	9.2452669	4.151	-11.2551	10.71915
	BC	8.4588075	3.4431	-10.2531	10.765755
3	AB	8.7170769	4.5078	-10.9289	10.40845
	BC	7.7073019	1.8063	-9.78705	9.78705
	CD	9.2452669	-0.465	-10.7192	10.71915
	DE	20.203268	11.036	-15.8457	16.637985

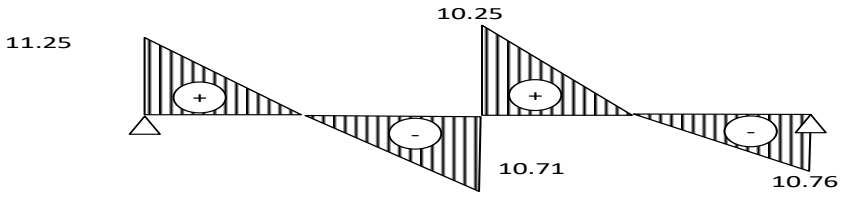
Diagramme des moment et des effort tranchant du planche terrasse àL'ELU

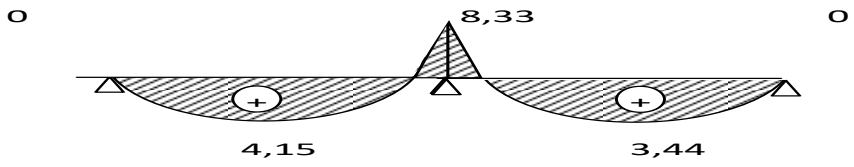












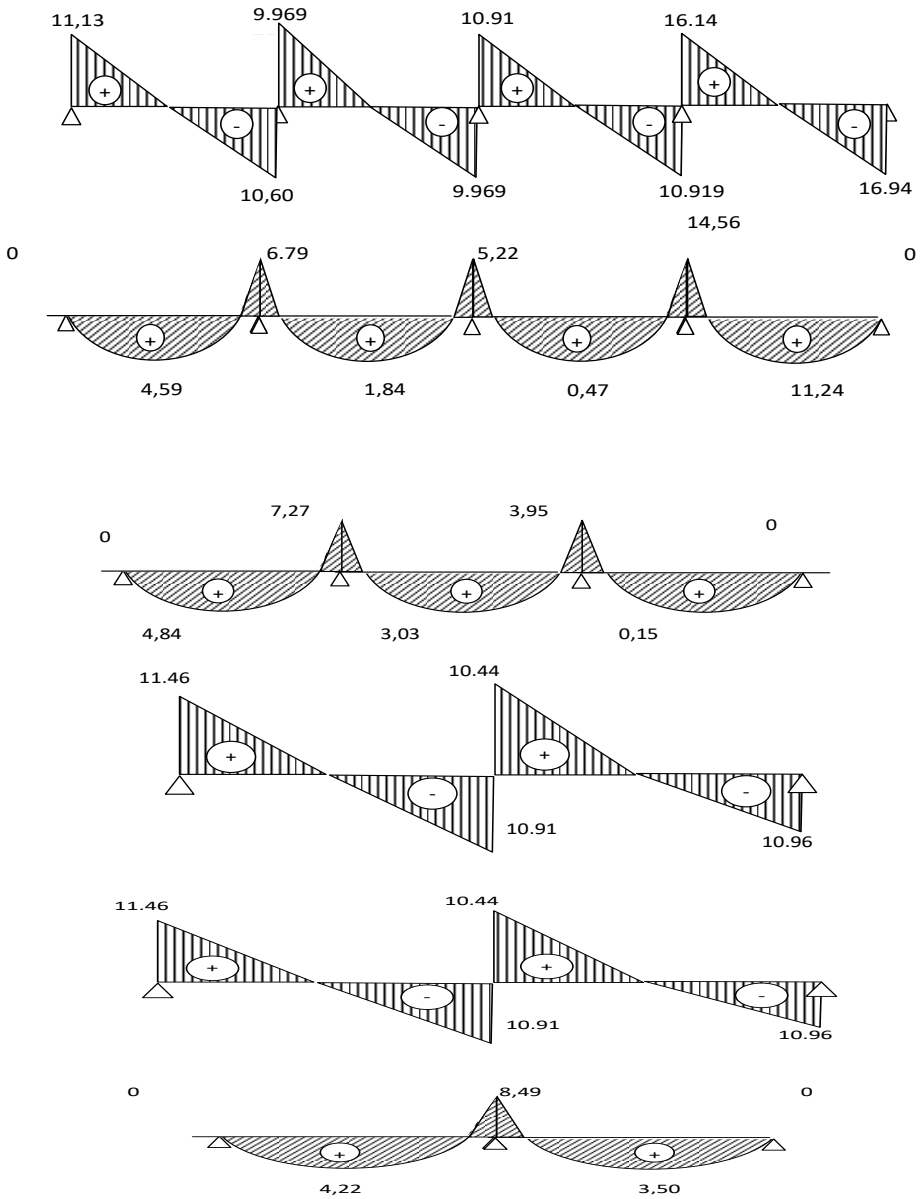
Calcul des moments et efforts tranchants du plancher courant à l'ELU:

Tableau IV.46. Etude de plancher étage courant L'EL :

type	Noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	Te
1	1	6.33	6.33	0	3.45	0	3.45	0	0	1.8836	0	-11.5
	2	6.33	6.33	3.45	3.3	3.45	2.64	0.77	7.27138	7.2714	10.919	-10.4
	3	6.33	6.33	3.3	1.6	2.64	1.6	0.61	3.95111	3.9511	10.445	-5.06
	4	6.33	6.33	1.6	0	1.6	0	0	0.40512	0	5.3172	0
2	1	6.33	6.33	0	3.45	0	3.45	0	0	1.8836	0	-11.5
	2	6.33	6.33	3.45	3.3	3.45	3.3	0.96	8.49523	8.4952	10.919	-10.4
	3	6.33	6.33	3.3	0	3.3	0	0	1.72334	0	10.967	0
3	1	6.33	6.33	0	3.35	0	3.35	0	0	1.776	0	-11.1
	2	6.33	6.33	3.35	3.15	3.35	2.52	0.75	6.79983	6.7998	10.603	-9.97
	3	6.33	6.33	3.15	3.45	2.52	2.76	1.1	5.22247	5.2225	9.9698	-10.9
	4	6.33	6.33	3.45	5.1	2.76	5.1	1.85	14.5602	14.56	10.919	-16.1
	5	6.33	6.33	5.1	0	5.1	0	0	4.11608	0	16.949	0

Types	Travées	M_0 (KNm)	M_t	T_e	T_w
1	AB	9.4178531	4.8404	-11.4652	10.91925
	BC	8.6167125	3.0055	-10.4445	10.4445
	CD	2.0256	-0.153	-5.064	5.3172
2	AB	9.4178531	4.2285	-11.4652	10.91925
	BC	8.6167125	3.5074	-10.4445	10.966725
3	AB	8.8798031	4.5919	-11.1329	10.60275
	BC	7.8511781	1.84	-9.96975	9.96975
	CD	9.4178531	-0.473	-10.9193	10.91925
	DE	20.580413	11.242	-16.1415	16.948575

Diagramme des moment et des effort tranchant du planche courant à L'ELU



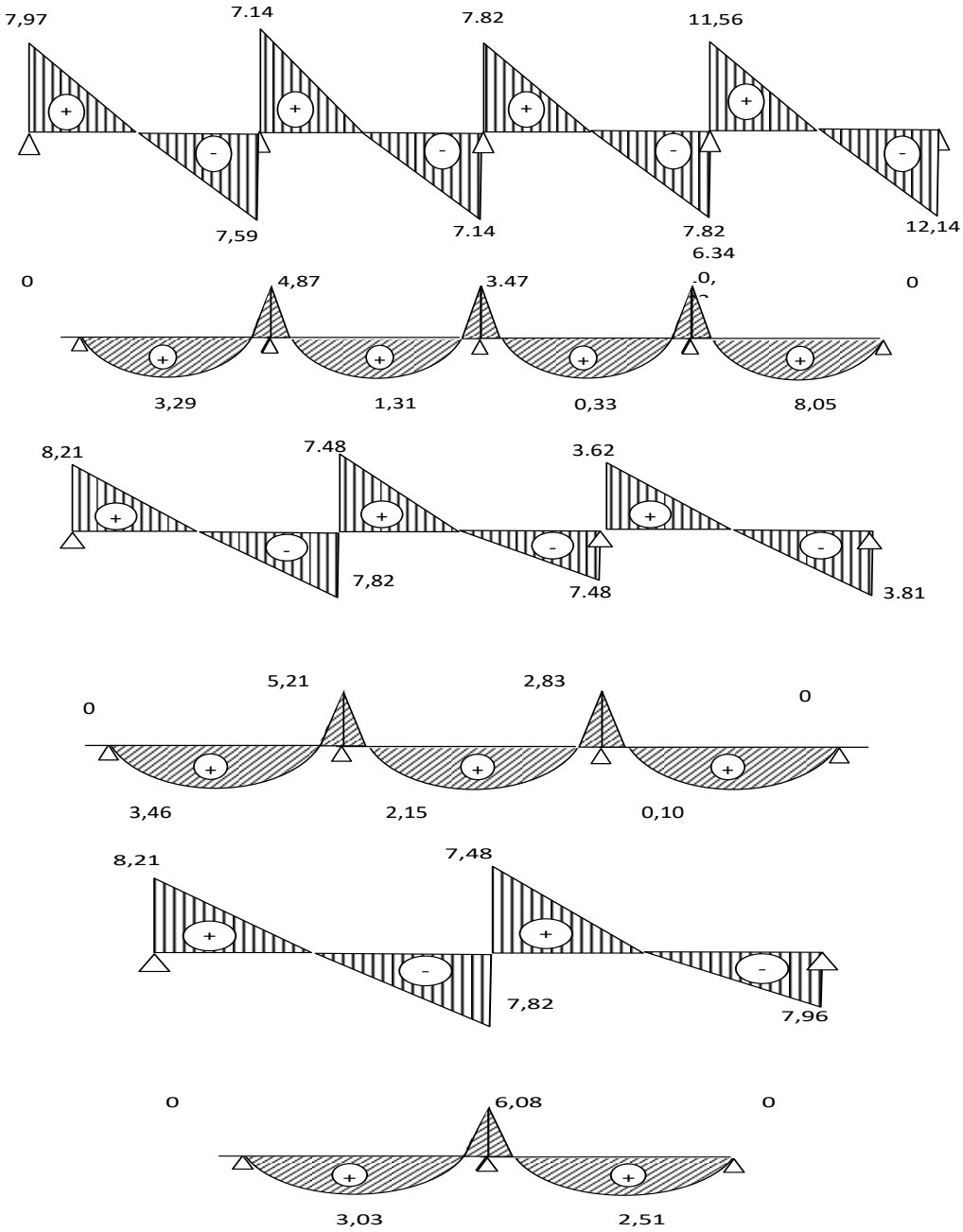
Calcul des moments et des efforts tranchants du plancher terrasse à l'E.L.S

Tableau.IV.47. Etude de plancher terrasse L'ELS

Type		q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	Tw	te
1	1	4.536	4.536	0	3.45	0	3.45	0	0	1.3497	0	-8.22
	2	4.536	4.536	3.45	3.3	3.45	2.64	0.77		5.2106	7.8246	-7.48
	3	4.536	4.536	3.3	1.6	2.64	1.6	0.61	2.83132	2.8313	7.4844	-3.63
	4	4.536	4.536	1.6	0	1.6	0	0	0.2903	0	3.8102	0
2	1	4.536	4.536	0	3.45	0	3.45	0	0	1.3497	0	-8.22
	2	4.536	4.536	3.45	3.3	3.45	3.3	0.96	6.08758	6.0876	7.8246	-7.48
	3	4.536	4.536	3.3	0	3.3	0	0	1.23493	0	7.8586	0
3	1	4.536	4.536	0	3.35	0	3.35	0	0	1.2726	0	-7.98
	2	4.536	4.536	3.35	3.15	3.35	2.52	0.75	4.87268	4.8727	7.5978	-7.14
	3	4.536	4.536	3.15	3.45	2.52	2.76	1.1	3.74236	3.7424	7.1442	-7.82
	4	4.536	4.536	3.45	5.1	2.76	5.1	1.85	10.4337	10.434	7.8246	-11.6
	5	4.536	4.536	5.1	0	5.1	0	0	2.94953	0	12.145	0

Types	Travées	M_0 (KNm)	M_t	T_e	T_w
1	AB	6.7487175	3.4686	-8.21583	7.8246
	BC	6.17463	2.1537	-7.4844	7.4844
	CD	1.45152	0.109	-3.6288	3.81024
2	AB	6.7487175	3.0301	-8.21583	7.8246
	BC	6.17463	2.5134	-7.4844	7.96257
3	AB	6.3631575	3.2905	-7.97769	7.5978
	BC	5.6260575	1.3185	-7.1442	7.1442
	CD	6.7487175	0.339	-7.8246	7.8246
	DE	14.74767	8.0561	-11.5668	12.14514

Diagramme des moment et des effort tranchant du planche terrasse àL'ELS



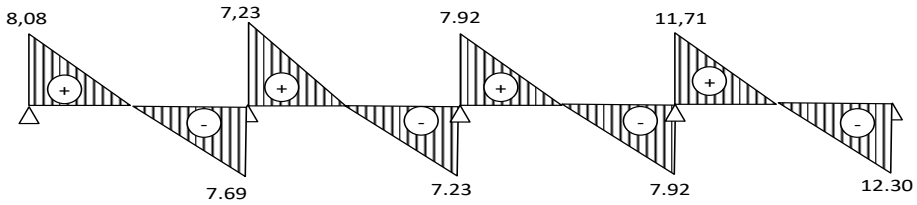
Calcul des moments et efforts tranchants du plancher courant à l'ELS

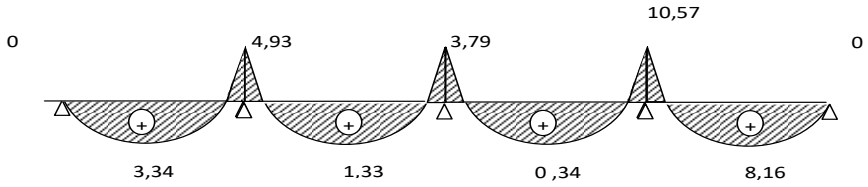
Tableau. IV.48.Etude de plancher étage courant L'ELS

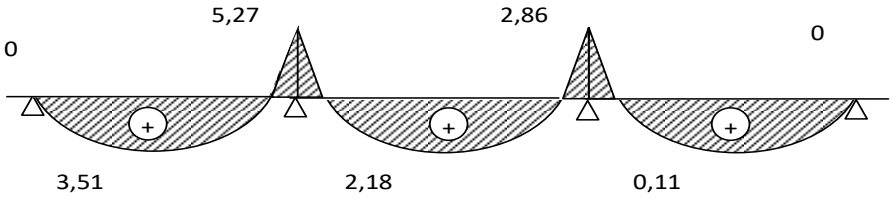
type	Noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	Me (KNm)	Tw	Te
1	1	4.596	4.596	0	3.45	0	3.45	0	0	1.3676	0	-8.32
	2	4.596	4.596	3.45	3.3	3.45	2.64	0.77	5.27951	5.2795	7.9281	-7.58
	3	4.596	4.596	3.3	1.6	2.64	1.6	0.61	2.86877	2.8688	7.5834	-3.68
	4	4.596	4.596	1.6	0	1.6	0	0	0.29414	0	3.8606	0
2	1	4.596	4.596	0	3.45	0	3.45	0	0	1.3676	0	-8.32
	2	4.596	4.596	3.45	3.3	3.45	3.3	0.96	6.1681	6.1681	7.9281	-7.58
	3	4.596	4.596	3.3	0	3.3	0	0	1.25126	0	7.9626	0
3	1	4.596	4.596	0	3.35	0	3.35	0	0	1.2895	0	-8.08
	2	4.596	4.596	3.35	3.15	3.35	2.52	0.75	4.93713	4.9371	7.6983	-7.24
	3	4.596	4.596	3.15	3.45	2.52	2.76	1.1	3.79186	3.7919	7.2387	-7.93
	4	4.596	4.596	3.45	5.1	2.76	5.1	1.85	10.5717	10.572	7.9281	-11.7
	5	4.596	4.596	5.1	0	5.1	0	0	2.98855	0	12.306	0

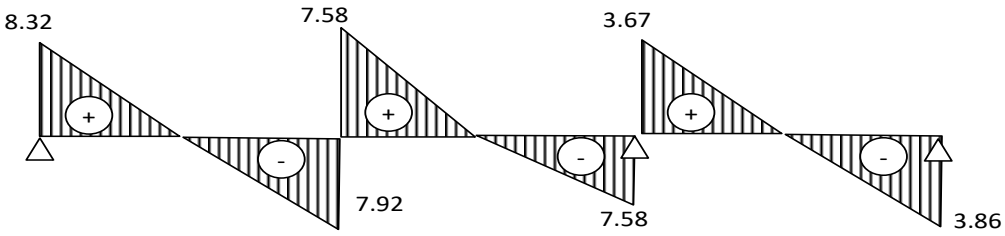
Type	travées	M_0 (KNm)	M_t	T_e	T_w
1	AB	6.8379863	3.5144	-8.32451	7.9281
	BC	6.256305	2.1822	-7.5834	7.5834
	CD	1.47072	-0.111	-3.6768	3.86064
2	AB	6.8379863	3.0701	-8.32451	7.9281
	BC	6.256305	2.5466	-7.5834	7.96257
3	AB	6.4473263	3.334	-8.08322	7.6983
	BC	5.7004763	1.336	-7.2387	7.2387
	CD	6.8379863	-0.344	-7.9281	7.9281
	DE	14.942745	8.1626	-11.7198	12.30579

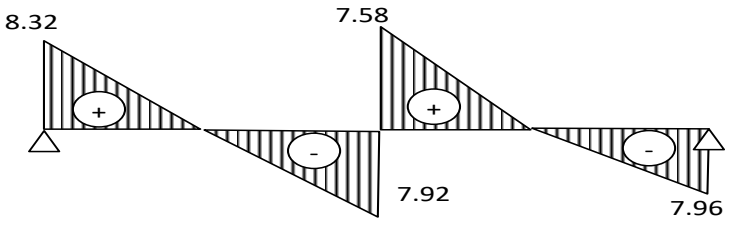
Diagramme des moment et des effort tranchant du planche courant àL'ELS











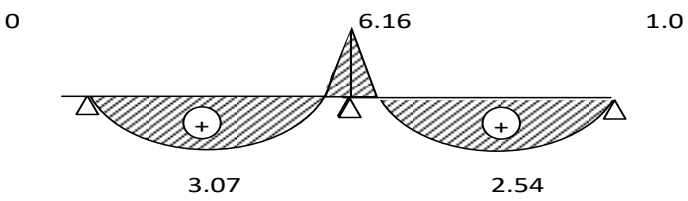


Tableau . IV.49.récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux *:*

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courante	1	4.8404	3.5144	7.27138	5.27951	10.919	7.9281
	2	4.2285	3.0701	8.49523	6.1681	10967	7.9626
	3	11.242	8.1626	14.5602	10.5717	16.949	12.306
Terrasse	1	4.7517	3.4686	7.13813	5.21058	10.719	7.8246
	2	4.151	3.0310	8.33955	6.08758	10.766	7.8586
	3	11.036	8.0561	14.2934	10.4337	16.638	12.145

III.7. Calcul du ferraillage

a) **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-50 : Calcul des armatures

p		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
L'ELU	M_u (kN.m)	11.242	14.5602
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =54.528 $M_0>M_u$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire	(b*h)=12*20
	µ	0.0407	0.052745175
	Ul	0.392	0.392
	u<µI	Cv	Cv
	ß	0.971	0.978
	A cm²	1.848300589	2.376712973
	Conditions de non fragilité : (CBA93)		
	A choisire	2HA12=2.26cm²	1HA12+1HA14=2.67
	Amin	1.3	0.24
	A choi>Amin	Cv	CV
de ion cat	M_{ser} (kN.m)	8.1626	

	σb_{adm}(Mpa)□	□□□□□□	
	Y1	4.548305896	6.378478338
	I_G (cm4)	10130.41866	131118.98.301
	K1	58.7376688	44.5788634
	σb (Mpa)	3.664804284	5.139983747
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	c.v	c.v

Tableau . IV.51 : section d'armature

	En travée	Aux appuis
Section d'armature	At=2HA12	Aa=1HA12+1HA14

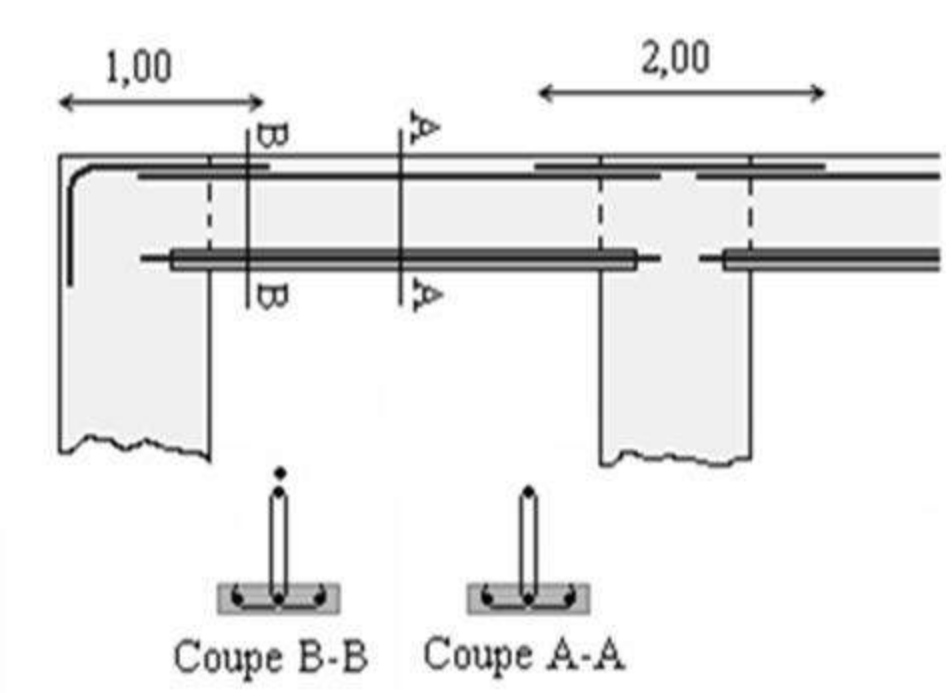


Figure III-28 : Disposition constructive des armatures

b) **Armatures transversales :**

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

c) **Escapement S_t :**

St≤Min$\begin{cases} 0.9d \\ 40cm \end{cases}$=(16.2 ; 40 cm) Donc : St=16cm ;

• **Diamètre des armature transversalesφ_t :**

$\varphi \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \varphi l; \frac{b0}{10}\right\}=\{5.71; 12; 12\}$ (mm)

soit donc :$\varphi_t \leq 5.71$, on prend : φ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi \varphi t}{4}$ =0.28 cm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.28 cm² et n_t=2LL

$\Rightarrow A_t = a_t n_t$=0.56 cm²

Tableau . IV.52 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur

A transversales	espacement
2ϕ6	**16cm**

III.7.1.Vérification au cisaillement : [1]

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

$\tau u = \frac{T}{d*b} = \frac{16.638*10^3}{120*180} = 0.770$MPa≤ τu barre =Min$\left[\frac{0.2fc28}{\gamma b}; 5Mpa\right]$=3.33Mpa

Vérifications nécessaires : **[1]**

Section d'armatures transversales (F$_e$E400).

$\frac{At*fe}{b0*St} \geq 0.4$Mpa.$\Rightarrow \frac{56*400}{120*16}$=1.166Mpa≥0.4Mpa (cv)

$\frac{At}{b0*St} \geq \gamma s \left(\frac{\tau u - 0.3Kft28}{0.9*fe[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{At}{b0*St}$ = 0.029>0.0004 (cv)

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

α=90° Pour les armatures transversales.

III.7.2. 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-53: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles :

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho\rho \leq$ 3.6/fe**
h/ L = 0.20 / 5.40 =0.0370 ≥ Mt/(15Mo)=8.1626/(15*14.942)=0.0364	**$\rho\rho$=A/(bo*d)=1.51/(12*18)=0.006 ≤3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009**

(cv)	(cv)

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.7.3. Évaluation détaillée de la flèche : [1]

L=5.10m

4 m <5 m⇒$\bar{f}$= L/500= 540/500=1.02cm

$$I=\frac{b*h^3}{12}*\frac{\beta+(1-\beta)*[\alpha 4-\beta*(1-\alpha)4]}{\beta+\alpha*(1-\beta)}=15082.66$$

Tel que :

♦ $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/60=0.2

♦ $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 4/20=0.2

$$f=\frac{5*q*L^4}{400*E*I}=\frac{5*4.596*10^3*5.10^4}{400*32164.2*10^6*15082.66*10^{-8}}=0.0080$$

f=0.80cm <$\bar{f}$=1.02 DONC ConditioN vérifi

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :

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

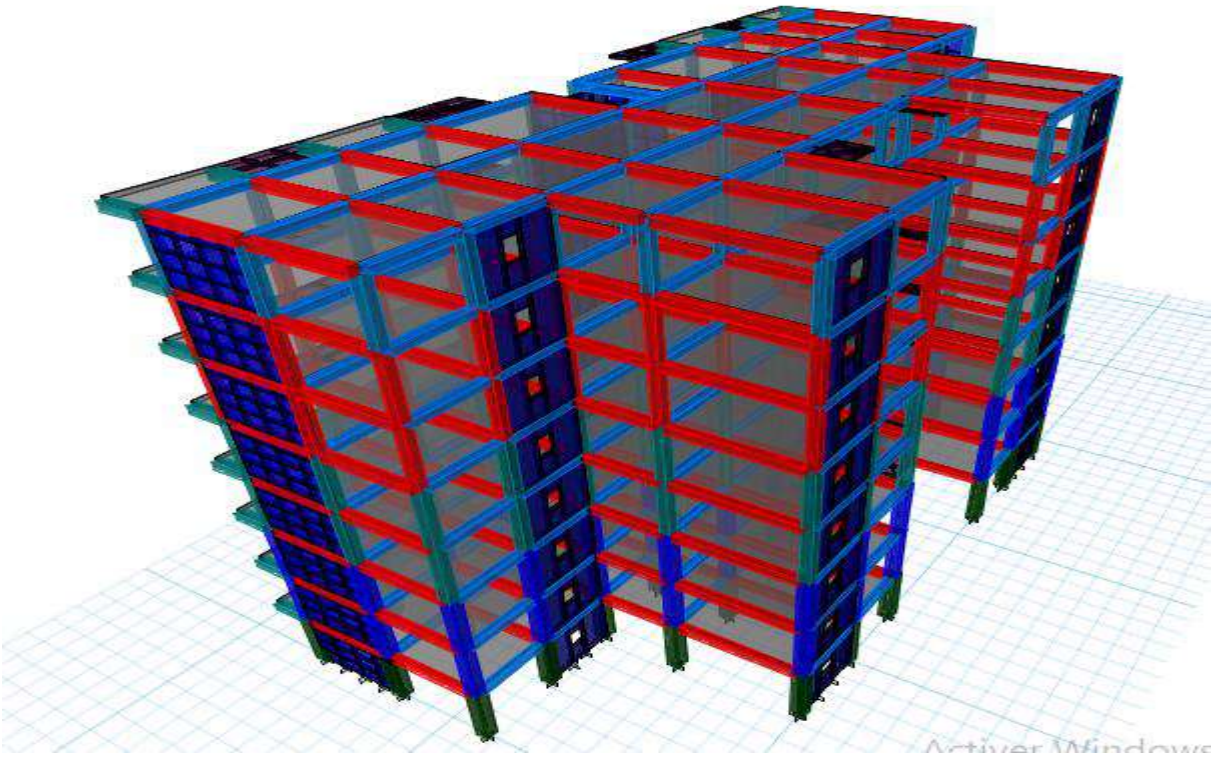


Figure IV.1 vue en 3D de la structure

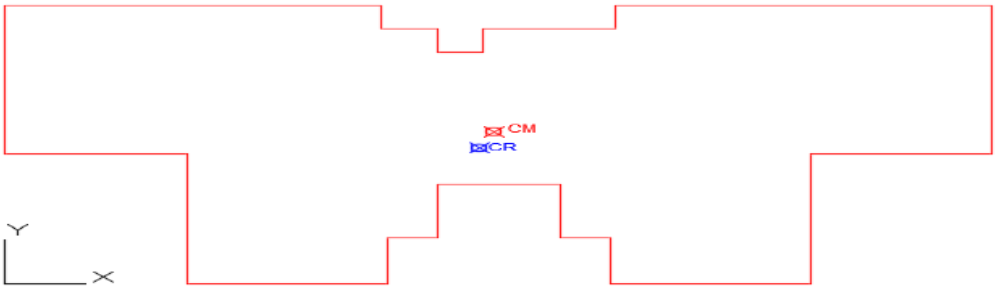


Figure IV.2 Vu de structure en 2D

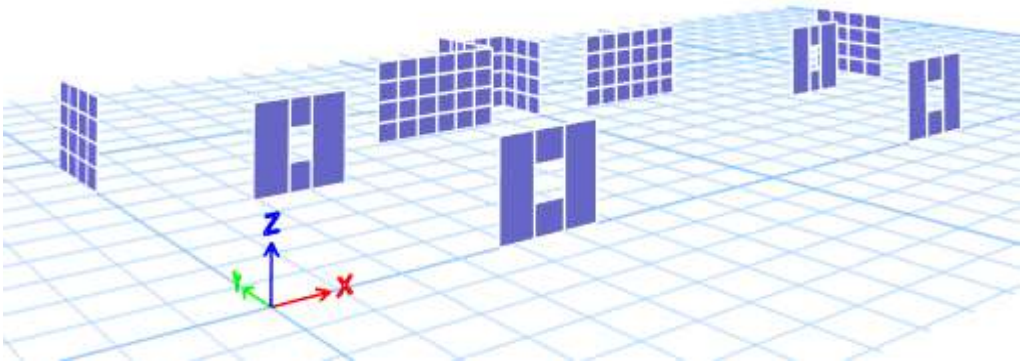


Figure. IV.3.Disposition des voiles

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 :

$XG = \sum Wi * Xi / \sum Wi$

$YG = \sum Wi\ yi / \sum Wi$

Avec :

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

Tableau .IV.1 calcul du centre de masse

Niveau	W(KN)	Wi Xi(KN.m)	Wi Yi(KN.m)	XG(m)	YG(m)
+24.48	4892.7746	85528.6356	48619.01192	17.4806	9.9369
+21.42	5490.1321	96059.19431	53494.7491	17.4967	9.7438
+18.36	5490.132	96059.19431	53494.7491	17.4967	9.7438
+15.30	5608.9727	98141.3171	54635.8812	17.4972	9.7408
+12.24	5608.9726	98137.9499	54603.3482	17.4966	9.735
+9.18	5745.0258	100520.7164	55927.8261	17.497	9.735
+6.12	5745.0258	100517.2694	55912.3145	17.4964	9.7323
+3.06	5898.2914	103001.868	58348.2578	17.463	9.8924

Tableau VI.2 Résultat total

	∑Wi	∑Wi.Xi	∑Wi.Yi	XG (m)	YG (m)
Total	44479.327	777943.4292	435141.156	17.490	9.783

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Le centre de torsion T un point caractérisé par :

- ✓ Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement 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 :

$$XR = \sum lyi * Xi / \sum lyi \quad ; \quad YR = \sum lxi * Y / \sum lxi$$

Avec :

Ix et Iy : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

XR, YR : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- ✓ Pour les poteau : $Ix=(bh^3/12)$, $Iy=(hb^3/12)$
- ✓ Pour les voile pleins : $Ix=(L\ e^3/12)$, $Iy=(e\ L^3/12)$
- ✓ Pour les voile avec ouvertures $Ie=(a_n\ I)/((60*2mc.A_u\ (\alpha.\ \xi)/(11(I1+I2)\alpha^2)+1)$

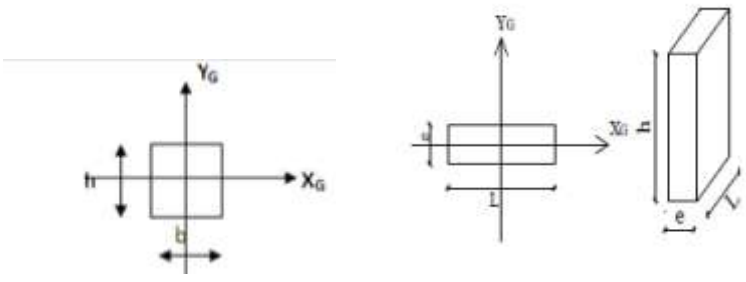


Figure IV.4. Inertie des voiles et des poteaux

Tableau VI.3 calcul du centre de torsion

Niveau	XR(m)	YR (m)
+24.48	16.9617	8.8753
+21.42	16.7724	9.3296
+18.36	16.6619	9.7221

+15.3	16.6135	9.9823
+12.24	16.6087	10.1658
+9.18	16.6186	10.2936
+6.12	16.6321	10.3921
+3.06	16.6398	10.4656

IV.2.3.Excentricité :

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

VI.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 :

$$EX= |XR - X G| \qquad EY=|YR-YG|$$

Dimension de bâtiment :

Longueur de bâtiment : 35.31 m

Largeur de bâtiment : 18.20 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx=15%.Lx=5.30 m

Excentricité suivant Ly=15%.Ly=2.73 m

Tableau IV.4 : Excentricité théorique

Excentricité			
Niveau (m)	EX= |XR − X G|	EY=|YR-YG|	Vérification
+24.48	0.5013	1.0171	ok
+21.42	0.724	0.4027	ok
+18.36	0.8351	0.0129	Ok
+15.3	0.8831	0.244	Ok
+12.24	0.8885	0.425	Ok
+9.18	0.8781	0.5498	Ok
+6.12	0.8646	0.6483	Ok
+3.06	0.8408	0.5287	Ok

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.

Ex= 0,05. Lx

Ey= 0,05. Ly

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

Tableau IV.5. Excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx(m)	Ly(m)	ex	ey
+24.48	35.31	18.20	1.766	0.91
+21.42	35.31	18.20	1.766	0.91
+18.36	35.31	18.20	1.766	0.91
+15.3	35.31	18.20	1.766	0.91
+12.24	35.31	18.20	1.766	0.91
+9.18	35.31	18.20	1.766	0.91
+6.12	35.31	18.20	1.766	0.91
+3.06	35.31	18.20	1.766	0.91

IV.2.3.3 Effets 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.

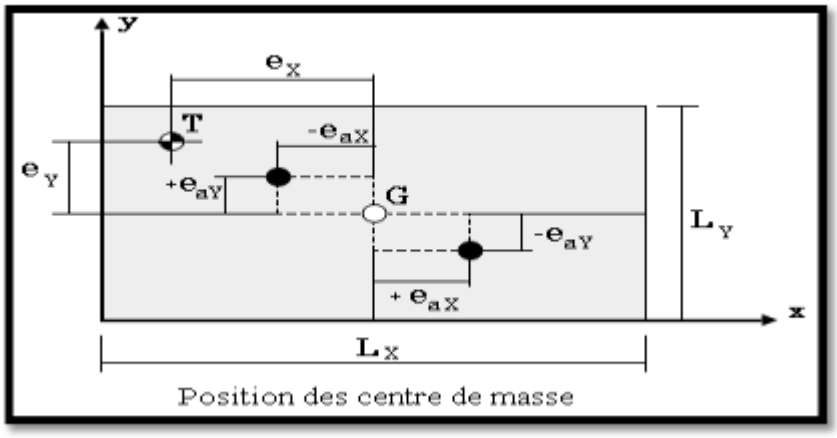


Figure IV .5. position de centre de masse

Tableau IV.6.excentricité totale

	Direction x			Direction y		
Niveau	Ex théo(cm)	Ex acc(cm)	Ex théo+ Ex acc	Ey théo (cm)	Ey acc (cm)	Ey théo+ Ey acc
+24.48	0.5013	1.766	2.267	1.0171	0.91	1.927
+21.42	0.724	1.766	2.490	0.4027	0.91	1.313
+18.36	0.8351	1.766	2.601	0.0129	0.91	0.923
+15.3	0.8831	1.766	2.650	0.244	0.91	1.154
+12.24	0.8885	1.766	2.654	0.425	0.91	1.335
+9.18	0.8781	1.766	2.644	0.5498	0.91	1.460
+6.12	0.8646	1.766	2.630	0.6483	0.91	1.558
+3.06	0.8408	1.766	2.607	0.5287	0.91	1.438

IV.2.4. choix de la méthode de calcul :

IV.2.4.1.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 projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIA, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale. Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « ETABS 189 version 2018 ».

IV.2.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.4.2.1.Principe :

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

IV.2.4.2.2.modalisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le« ETABS 189 version 2018 ». 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.2.4.2.3. spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a-coefficient d'accélération A :[RPA :Tab.4.1] :

Tableau IV.7 coefficient d'accélération

Zone	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
IIA	0.25	0.20	0.15	0.10

L'ouvrage est de groupe 2 (bâtiment d'habitation)

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

Donc A=0.15

b- facteur de correction d'amortissement η :

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

ξ = 7% [RPA : tab.4.2].

Avec remplissage dense : η=0.882

c- coefficient de comportement R : [RPA :Tab.4.3]

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

Les voiles reprennent (44%) au plus 20 % des sollicitations dues au chargement verticales et de totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Donc : R=3.5

d-facteur de qualité Q :[RPA :Tab.4.4]

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 : $Q = 1 + \Sigma pq$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: détermination du facteur de qualité Q

		Pq		
Critère 'q'	observé	N/ observé	Qx	Qy
1.condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. redondance en plan	0	0.05	0	0
3. régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.10	1.10

e-périodes caractéristique :[RPA :Tab.4.7.]

T1=0.15 s

T2=0.50 s

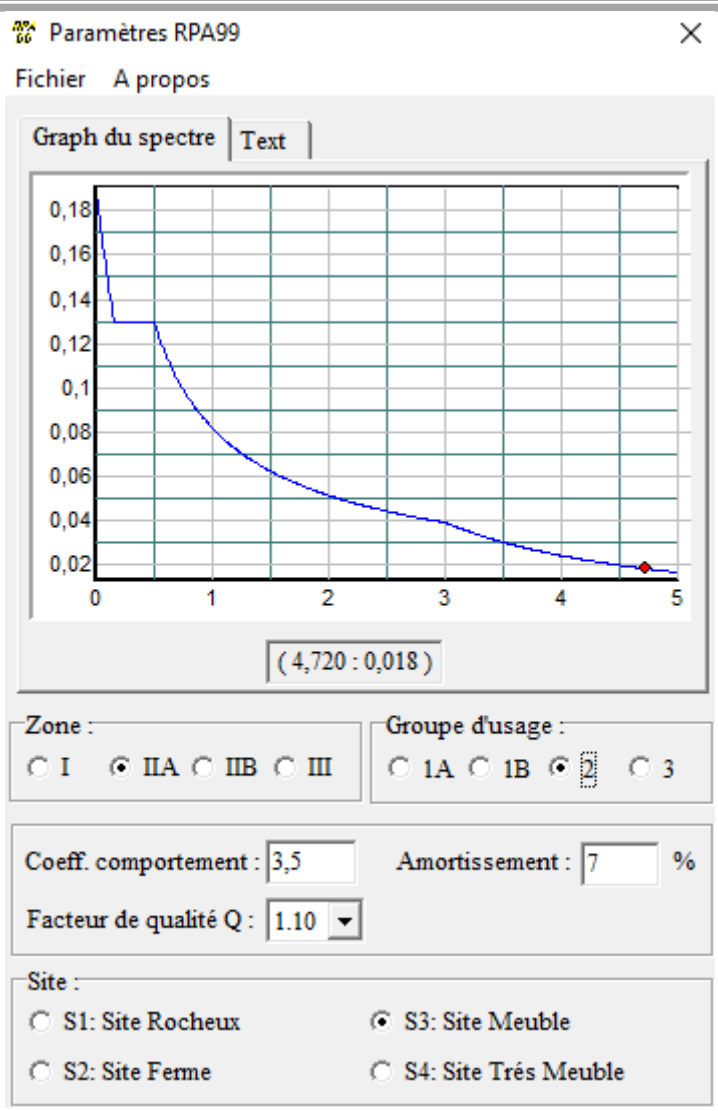


Figure IV. 6 spectres de réponse

f-justification du coefficient de comportement R-RPA version 2003 [ART 3.5]

on doit vérifier le type de notre système à partir des résultat obtenus par logiciel « ETABS 189 version 2018 » qui est données ci après :

- ✓ Suivant X : selon « ETABS 189 version 2018 » [Art 3.5]

Tableau IV.9: justification du coefficient de comportement R

wt	wv	wp	Nzv(%)	Nzp(%)
44479.327	19878.1377	24601.1893	44.69	55.31

Wv/wt=44.69 %>20 % R=3.5

Conclusion :

D'après les résultats obtenus on constate que les voiles de contreventement reprennent de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc le système choisis est un système de contreventement (voile porteurs) avec justification d'interaction qui a une valeur de coefficient de comportement R=3.5

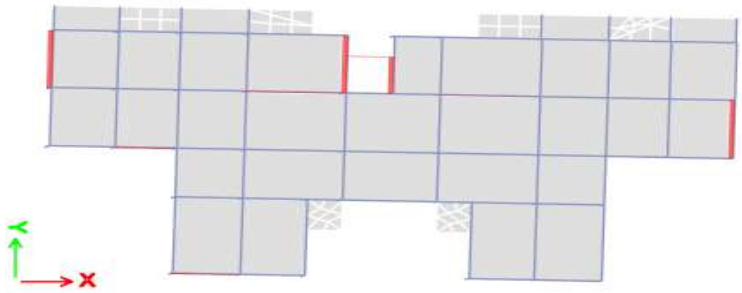
IV.3.Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

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

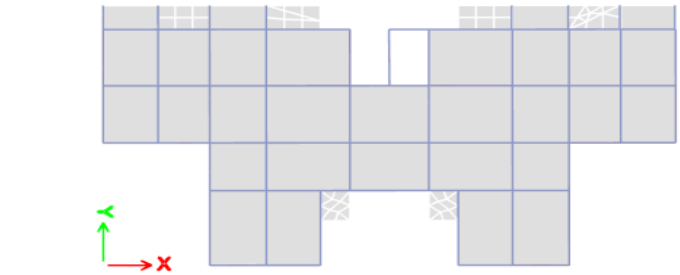
- ✓ Vérification de comportement des trois premiers modes.
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ Vérification de déplacement.
- ✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P-

IV.3.1.vérification de comportement des trois premier mode :

Mode 1 : translation suivant x



Mode 2 : translation suivant y.



*

Mode 3 : rotation suivant z.

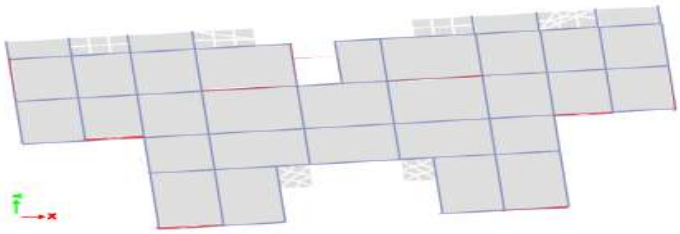


Figure IV.7 : comportement des modes (1 ;2 ;3)

Tableau IV.10.le comportement des trois premiers modes

Mode	Période (s)	Cumules Ux(%)	Cumules Uy(%)	Cumules Rz(%)
1	0.7	65.36	2.07	1.84
2	0.548	1.58	65.75	0.86
3	0.482	1.99	0.49	64.63

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant x	Translation suivant y	Rotation autour de z

IV.3.2.vérification de participation massique [Art 4.3.4.a Rpa99v2003] :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenu soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [Art 4.3.4.]

Tableau IV.11: vérification de la participation massique

Mode propre		Cumule des masses modales effectives (%)		
Modes	Période (s)	Sens x	Sens y	Sens z
1	0.7	65.36	2.07	1.84
2	0.548	1.58	65.75	0.86
3	0.482	1.99	0.49	64.63
4	0.174	69.24	87.17	67.56
5	0.131	69.32	87.47	87.31
6	0.123	88.55	87.77	87.46
7	0.08	88.66	94.41	87.54
8	0.061	90.12	94.51	92.55

IV.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

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

Donc il faut vérifier que : Vt/ V > 0.8

a-calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

$Vx = (A.Dx .Qx /R) . w$

$Vy = (A.Dy .Qy /R) . w$

Avec : **A :** coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

Notre bâtiment est implanté dans la région de ORAN (zone IIa) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a :

A= 0,15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

T2 = 0,50 s : ►► [Tab4.7] ◄◄(Avec,site S3)

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

ξ = 7%,(remplissage dense) η=0.882 ≥0.7 (cv) ►► [Tab4.2] ◄◄

T : période fondamentale suivant les deux directions :

$T = C_t h_N^{3/4}$ ……[Art 4.2.4(4.6) RPA99v2003]

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la basse de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

C_t =0.050.

h_N = 24.48 m

T=0.55 sec

Suivant x-x : L_x= 35.31m. $Tx = \frac{0.09h}{\sqrt{lx}}$

$$Tx = \frac{0.09.24.48}{\sqrt{35.31}}$$

Tx=0.37 sec.

Suivant y-y : L_x= 18.20m. $Ty = \frac{0.09.24.48}{\sqrt{18.20}}$

Ty=0.52 sec

T_x=min (0.37 ; 0.737) $\Longrightarrow$ T_x= 0.37 s

T_y=min (0.52 ; 0.737) $\Longrightarrow$ T_y= 0.52 s

Sens x :

0 <Tx <T2 $\Longrightarrow$ 0<0.37<0.50 s

donc : $D_x = 2,5\ \eta = 2.205$

Sens y : $T_2 < T_y < 3s$ $\Longrightarrow$ 0,50<0.52 <3s

donc : $D_y = 2,5\ \eta\ (T_2/T_y)^{2/3} = 2.14$

R=3.5……[Tab 4.3 RPA99V2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4RPA99Version2003] :

Qx=1.10 ;Qy=1.10

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} Wi$ avec $Wi = WG + \beta\ WQ$: ►► [Tab4.5] ◄◄

- WG : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- WQ : Charges d'exploitation.

Poids de la structure w=

Vx=(A.Dx.Q/R).w=(0,15.2,205.1,10/3,5).44479.327=4623.6260 KN

Vy=(A.Dy.Q/R).w=(0,15.2,14.1,10/3,5).44479.327=4487.3286 KN

Tableau IV.12: la force sismique par la méthode statique équivalente

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi(KN)	Vx(Kn)	Vy(KN)
0.15	2.205	2.14	3.5	1.10	1.10	44479.327	4623.6260	4487.3286

Tableau IV.13.vérification de la résultante des forces sismiques équivalente

	V(KN)	Ed(KN)	0.8.V	Ed> 0.8.V
X	4623.6260	4702.3455	3698.9008	Vérifier
y	4487.3286	3830.5674	3589.8628	Vérifier

IV.3.4.vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99V2003] :

Le moment de renversement est égal à :

M0x = ∑ hi. Fix M0y = ∑ hi. Fiy

Avec :

• Fix , Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y.

• hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0.

Le moment de stabilité qui est égal à :

Mtx = YG. W

Mty = YG. W

Avec :

XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

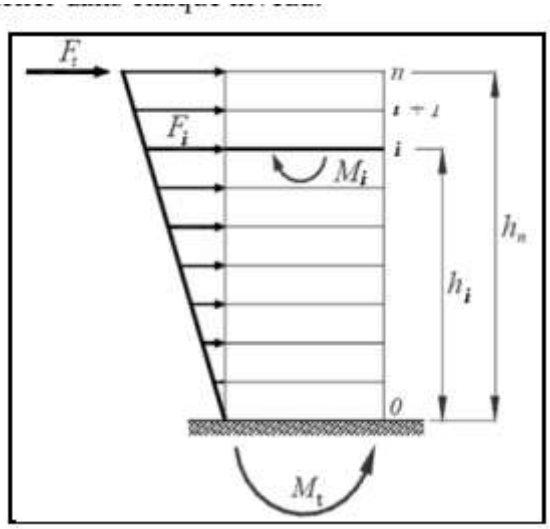


Figure IV.8 :les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.3.4.1.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur : [1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

La force concentré Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration .elle doit être déterminé par la formule Ft=0.07 TV ou T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0.25 v et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0.7 seconde.

La partie restante de V soit (V-Ft) doit être distribuée sur la structure suivante la formule :

Fi = (Wihi /∑ Wjhj). (V - Ft)

Car on a :

Tx=0.37s <0.7 Ft=0 KN

Ty=0.52 s <0.7 Ft=0 KN

$$\begin{cases} F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right).V_x = \alpha_x . V_x \\ F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}\right).V_y = \alpha_y . V_y \end{cases}$$

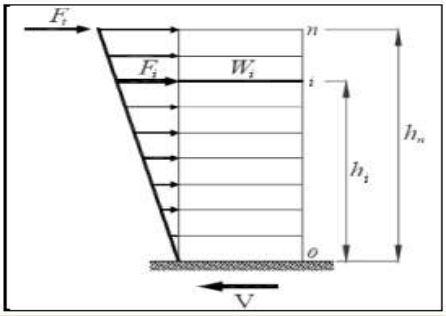


Figure IV.9 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV.14.Forces sismique selon la hauteur suivant X

Wi(KN)	hi(m)	Wi.hi(KN.m)	αx	Fix(KN)
4892.7746	+24.48	119775.1222	0.131	4702.3455
5490.1321	+21.42	117598.6296	0.129	4601.1834
5490.132	+18.36	100798.8235	0.110	4353,7448
5608.9727	+15.3	85817.28231	0.094	3493.2906
5608.9726	+12.24	68653.8246	0.0750	3493.2906
5745.0258	+9.18	52739.33684	0.0577	2896.8947
5745.0258	+6.12	351259.5579	0.3840	2128.5679
5898.2914	+3.06	18048.77168	0.019	1104.8936
somme		914691.3997	1	27257.1772

Tableau IV.15.Forces sismique selon la hauteur suivant y

Wi(KN)	hi(m)	Wi.hi(KN.m)	αx	Fiy (KN)
4892.7746	+24.48	119775.1222	0.131	3947.8296
5490.1321	+21.42	117598.6296	0.129	3837.2463
5490.132	+18.36	100798.8235	0.110	3605.7493
5608.9727	+15.3	85817.28231	0.094	3295.7493
5608.9726	+12.24	68653.8246	0.0750	2900.2435
5745.0258	+9.18	52739.33684	0.0577	2409.1733
5745.0258	+6.12	351259.5579	0.3840	1809.483
5898.2914	+3.06	18048.77168	0.019	985.8033
somme		914691.3997	1	22790.7016

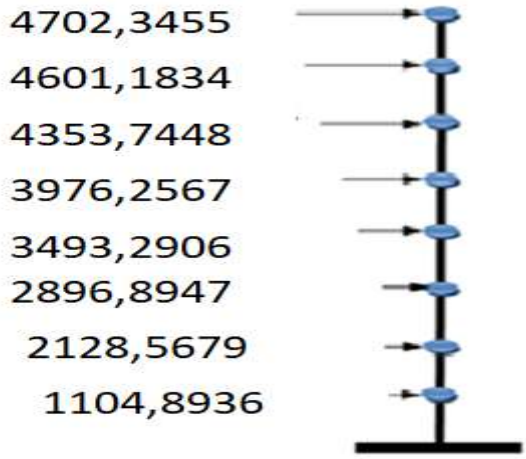


Figure .IV.10 : concentration des forces sismiques aux étages suivant x

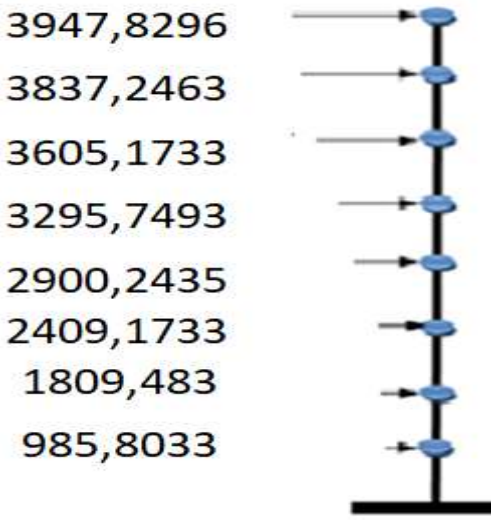


Figure .IV.11 : concentration des forces sismiques aux étages suivant y

IV.3.4.2.moment de renversement :

Tableau IV.16: calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M_{0xi} (KN.m)	M_{0yi} (KN.m)
+24.48	4702.3455	3947.8263	115113.4178	96642.78782
+21.42	4601.1834	3837.2463	98557.3484	82193.8157
+18.36	4353.7448	3605.1733	79934.75453	66190.98179
+15.3	3493.2906	3295.7493	53447.34618	50424.96429
+12.24	3493.2906	2900.2435	42757.87694	35498.98044
+9.18	2896.8947	2409.1733	26593.49335	22116.21089
+6.12	2128.5679	1809.483	13026.83555	11074.03596
+3.06	1104.8936	985.8033	3380.97441	3016.55809
Somme			432812.0472	367158.335

IV.3.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.17: calcul du moment stabilisant

hi(m)	Wi(KN)	XG	YG	M tx(KN)	M ty(KN)
+24.48	4892.7746	16.9617	8.8753	82989.7749	43424.8424
+21.42	5490.1321	16.7724	9.3296	92082.6916	51220.7364
+18.36	5490.132	16.6619	9.7221	91476.0303	533756.6123
+15.3	5608.9727	16.6135	9.9823	93184.6679	55990.4481
+12.24	5608.9726	16.6087	10.1658	93157.7432	57019.6936
+9.18	5745.0258	16.6186	10.2936	95474.2857	59136.9975
+6.12	5745.0258	16.6321	10.3921	95551.84361	59702.8826
+3.06	5898.2914	16.6398	10.4656	98146.3892	61729.1584
Somme				742063.4264	922161.3713

Il faut vérifier que : $(Ms/Mr) \geq 1.5$

Tableau IV.17 : vérification de stabilité

M tx(KN)	M ty(KN)	M_{0xi} (KN.m)	M_{0yi} (KN.m)	M tx/ M_{0xi}	M ty/ M_{0yi}	vérification
742063.4264	922161.3713	432812.0472	367158.335	1.71	2.51	Vérifier

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

IV.3.4.vérification des déplacements inter –étage [Art 4.4.1 RPA99V2003] :

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

$\delta k = R\ \delta ek$

δek : Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

$\Delta k = \delta k - \delta k{-}1$

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

Suivant x :

Tableau IV.18: vérification des déplacements inter –étage suivant x

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx(cm)	Δx(cm)	0.01x *h*(cm)	Vérification
+24.48	1.41	4.935	0.20	3.06	ok
+21.42	1.21	4.235	0.21	3.06	ok
+18.36	0.99	3.465	0.21	3.06	ok
+15.3	0.77	2.695	0.21	3.06	ok
+12.24	0.56	1.96	0.19	3.06	ok
+9.18	0.36	1.26	0.17	3.06	ok
+6.12	0.19	0.665	0.12	3.06	ok
+3.06	0.065	0.227	0.06	3.06	ok

Suivant Y :

Tableau IV.19: vérification des déplacements inter –étage suivant y

Niveau (m)	δy(cm)	R.δy(cm)	Δy(cm)	0.01x *h*(cm)	Vérification
+24.48	2.79	9.76	0.42	3.06	ok
+21.42	2.44	8.54	0.44	3.06	ok
+18.36	1.99	6.965	0.45	3.06	ok
+15.3	1.53	5.355	0.43	3.06	ok
+12.24	1.10	3.85	0.40	3.06	ok
+9.18	0.69	2.41	0.33	3.06	ok
+6.12	0.36	0.240	0.12	3.06	ok
+3.06	0.11	0.11	0.06	3.06	ok

IV.3.4.1.Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1.RPAv2003] :

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

Avec :

δ (adm)=(H/250)

δréel=R. δ théorique

δ (adm) : déplacement admissible de la structure.

Tableau IV .20. Vérification des déplacement en tête

	δ théorique	R	δ réel(cm)	δ (adm)cm	δ réel(cm)≤ δ (adm)
Δx	1.41	3.5	4.93	9.79	Vérifier
Δy	2.79	3.5	9.76	9.79	Vérifier

Le déplacement (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles.

IV.3.4.2.vérification vis à vis de l'effet P- Δ : 1] ►► [Art.5.9] ◄◄

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

$\theta = Pk * \Delta k / Vk * hk \leq 0.10$

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

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

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

hk: hauteur de l'étage « k ».

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

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

Suivant x :

Tableau IV.21: Vérification de l'effet P- Δ suivant

Niveau	Pk(KN)	dx	dx.R	Δkx(cm)	wihi	Vkx(KN)	hkcm	θk ×10^-4	Vérification
+24.48	4892.7746	1.41	4.935	0.20	119775.1222	4702.3445	306	6.84	ok
+21.42	5490.1321	1.21	4.235	0.21	117598.6296	9303.5279	306	4.04	ok
+18.36	5490.132	0.99	3.465	0.21	100798.8235	13657.272	306	2.75	ok
+15.3	5608.9727	0.77	2.695	0.21	85817.28231	17150.563	306	2.24	ok
+12.24	5608.9726	0.56	1.96	0.19	68653.8246	20643.853	306	1.68	ok
+9.18	5745.0258	0.36	1.26	0.17	52739.33684	23540.748	306	1.35	ok
+6.12	5745.0258	0.19	0.665	0.12	351259.5579	25669.316		0.87	ok
+3.06	5898.2914	0.065	0.227	0.06	18048.77168	26774.210	306	0.43	ok
+24.48	4892.7746	1.41	4.935	0.20	119775.1222	4702.3445	306	6.84	ok

Suivant y :

Tableau IV.22 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x

Niveau	Pk(KN)	dy	dy.R	Δky(cm)	wihi	Vky(KN)	hk(cm)	θk×10^-4	Vérification
+24.48	4892.7746	2.79	9.76	0.42	4892.7746	3947.8263	306	0.17	ok
+21.42	5490.1321	2.44	8.54	0.44	5490.1321	7785.0726	306	0.10	ok
+18.36	5490.132	1.99	6.965	0.45	5490.132	11390.2459	306	0.70	ok
+15.3	5608.9727	1.53	5.355	0.43	5608.9727	14685.995	306	5.36	ok
+12.24	5608.9726	1.10	3.85	0.40	5608.9726	17586.238	306	4.16	ok
+9.18	5745.0258	0.69	2.41	0.33	5745.0258	19995.501	306	3.09	ok
+6.12	5745.0258	0.36	0.24	0.12	5745.0258	21804.984	306	1.03	ok
+3.06	5898.2914	0.11	0.11	0.06	5898.2914	22790.787	306	0.50	ok
+24.48	4892.7746	2.79	9.76	0.42	4892.7746	3947.8263	306	0.17	ok

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate de la structure étudier est justifier

Vis-à-vis de l'effet P- Δ.

IV.3.6.Vérification de l'effort normal réduit à la base :[Art 7.1.3.3 RPA99V2003]

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

$\nu = Nd/ Bc * fc28 \leq 0.3$

avec :

ν : effort normal réduit.

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

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

fcj : La résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le chois de pré dimensionnement des poteaux à la base sont satisfaites d'après l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base .

Tableau IV. 23 Vérification de l'effort normal réduit réduit à la base

		Nd(KN)	Bc(cm²)	Combinaison	ν	ν≤0.3
Pot 50*50	RDC	14330	2500	G+Q+Edx	0.229	Vérifier
Pot 45*45	1er et emeétage	12470	2025	G+Q+Edx	0.246	Vérifier
Pot 40*40	3 et 4 eme étage	8710.4	1600	G+Q+Edx	0.217	Vérifier
Pot 35*35	5 ét 6 eme étage	5220.53	1225	G+Q+Edx	0.163	Vérifier
Pot30*30	7 eme étage	1579.3	900	G+Q+Edx	0.070	Vérifier

IV.3.7. vérification de cisaillement des éléments :

a) Les poutres :

On doit vérifier :

Tableau IV. 24Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b(cm)	h(cm)	T(KN)	Combinaison	$\tau_{max(mpa)}$	τaddmisible	Vérification
Pp 40*30	30	40	141.76	acc	0.131	4.35	Vérifier
Ps 35*30	30	35	124.41	acc	0.131	4.35	Vérifier
Ppl 30*30	30	30	47.66	acc	0.058	3.26	Vérifier

b) Les poteaux :

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

Chapitre V

Étude Thermique

V.1.INTRUDUCTION :

L'étude thermique d'un bâtiment consiste simplement en une mesure de sa performance énergétique .Elle est réalisées pour orienter la construction ou la rénovation d'un bâtiment vers une gestion énergétique optimale.

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

- En Algérie du nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- Pour la proche et le moyen sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême sud : 50° C et -30° C .

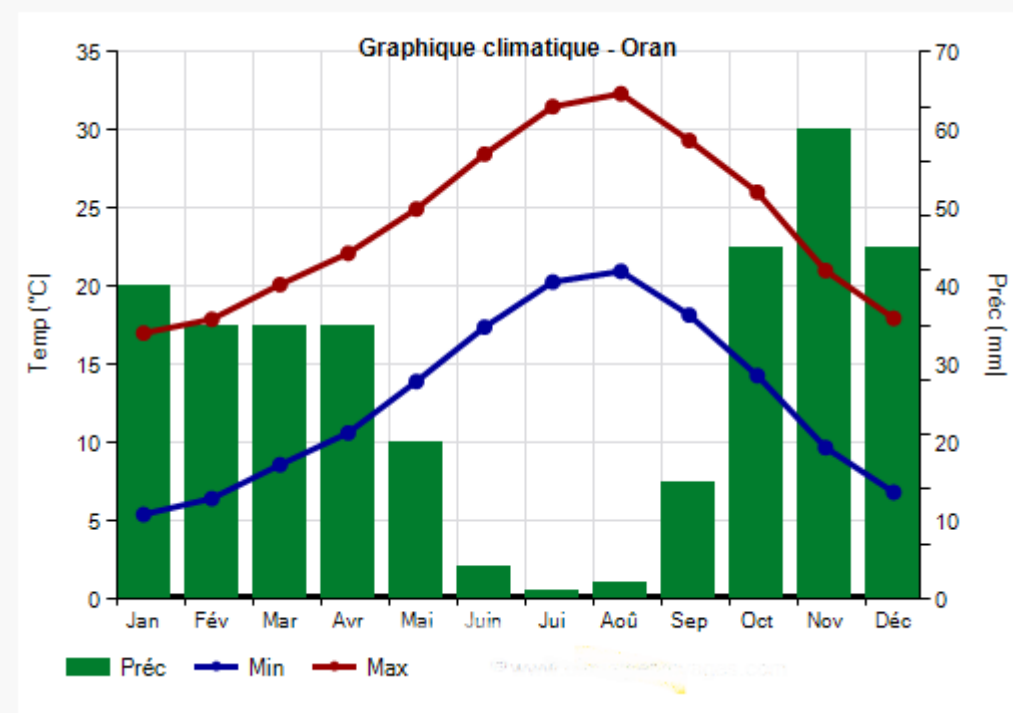


Figure V.1 .La température en 2022 à Oran

Vu que les dimensions en plan du bâtiment étudié sont supérieures à 30 m,

Lx=35.31 m ,Ly=18.20m ; il est impératif de faire une étude thermique .

En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.2.EFFET DE LA THEMPERATEUR :

La variation de la température à une influence sur la vie de la structure suivant les chargements saisonniers ; une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Sous ces variations, il est indispensable de soit prévoir des joints de dilatation tous les 25 m

et cela en respectant les normes d'exécution, soit prendre en compte dans le calcul l'effet de température.

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

V.2.1.La procédure du calcul CBA 93[ART.3.3.2]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan Lx=35.31 m et Ly=18.20m,

Un calcul à la température a été conduit sur la base :

$$\Delta t = 15°C$$

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

Le calcul à été fait à l'aide du logiciel ETABS 189 version 2018en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

Les sollicitations les plus défavorable sont 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 T 5(ELU)

Sous l'effet de variation de la température, l'allongement on le raccourcissement de l'élément est donné par la formule suivante : $\Delta L = \theta . L0 . \Delta t$

Sachant que : $\delta = \frac{\Delta L}{L}$ donc $\delta = \theta . \Delta t$

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

N=E.$\delta . S$ N=E.$\theta . \Delta t . s$

Avec :

$\Delta L =: variation\ de\ la\ longueur\ de\ l'élément$

$\Delta t: variation\ de\ la\ température$

$\theta: gra\&dient\ thermique$

$L0: longueur\ de\ la\ poutre$

E=module de Yong

S=surface de la poutre

$\sigma: contraint\ thermique$

V.3.Résultats du calcul :

Tableau V.1 : étude thermique

E(mpa)	Sp(m²)	Δt(°C)	θ	Nx=651.325
32164.2	1.35	15	1*10^-5	

Tableau V.2 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+1.5T

	Appuis					**Travée**			
Poutre	**N(KN)**	**Mmax (KN.m)**	**Combinaison**	**As(cm²)**	**As'(cm²)**	**N(KN)**	**M**	**As(cm²)**	**As' cm²**
Terrasse	**651.325**	**63.41**	**1.35G+1.5Q+1.5T**	**1.1**	**0**	**651.325**	**50.80**	**0**	**0**
Etage courant	**651.325**	**63.97**	**1.35G+1.5Q+1.5T**	**1.16**	**0**	**653.325**	**50.80**	**0**	**0**

Tableau V.3 : Ferraillage des poutre porteuses selon 1.35G+1.5Q+1.5T

	Appuis					Travée			
Poutre 40*30	N(KN)	Mmax (KN.m)	Combinaison	As(cm²)	As'(cm²)	N(KN)	M	As(cm²)	As' cm²
	651.32	11.56	1.35G+1.5Q+1.5T	0	0	651.32	6.79	0	0

Conclusion :

On compare les sections d'armateur données par le tableau ci-dessus avec celle trouvées dans le chapitre VI, on peut déduire que l'effet de la température sur la structure est négligeable

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1.INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA2003.

Les combinaisons suivantes :

Les combinaisons données par les règles du CBA93 :

À l'ELU :1,35 G + 1,5 Q

À l'ELS :G + Q

Les combinaisons données par les règles **RPA2003 Aet**[**5. 2**]

G + Q + E (1)

0,8 G□ □E (2)

Avec :

G :charges permanentes.

Q :charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

VI.2.FERRAILLAGE DES POUTRES

VI.2.1.Introductoin

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 :

Tableu.VI.1 Les donnéesde calcule

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma b = 1.5}$	$\gamma s = 1.15$	$\gamma b = 1.5$	$\gamma s = 1$
$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400	$\sigma b = 25\ Mpa$	FeE 400
$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 14.2\ Mpa}$	$\overline{\sigma s}$=348 Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48\ Mpa$	$\overline{\sigma s}$=400 Mpa

VI.2.2.Recommandation des règlements :

VI.2.2.1 Recomandations du R.P.A99v2003 :

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003] :**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0.8%en toute section.

2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et 6% en zone nodale.
3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les force latérales sismique qui doivent avoir des armatures symétrique. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. Diamètre minimum : 12 mm
5. La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- **Armatures transversales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]**

Les Armatures transversales
La quantité des armatures transversales est donnée par : A_t=0.003*S_t*b
b :largeur de lapoutre .
St :L'espacement maximum entre les armatures transversales est :

St = min $[\frac{h}{4}; 12\emptyset l]$……[zone nodale]

St$\leq\frac{h}{2}$……[zone courant]

VI.2.3.Ferraillage longitudinal des poutre principales et secendaire a l'ELU :

VI.2.3.1.Les poutre principale(30x40)

Tableau.VI.2 :Ferraillage longitudinal des poutres principale(30x40

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	combinaison	ACalcul (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Etages	30x40	Travée	79,78	1.35G+1.5Q	6,7	3HA14+2HA12	6,88
		Appui	-133,26	G+Q+Edy	10	3HA14+4HA14	10,77
terrasse	30x40	Travée	93,41	1.35G+1.5Q	8	3HA14+3HA14	9,24
		Appui	-133,26	G+Q+Edy	10	3HA14+4HA14	10,77

VI.2.3.2.Les poutres secendaire(30X35)

Tableau.VI.3 :Ferraillage longitudinale des poutres secondaires

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A Calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Apuui	Appui	-83,48	G+Q+Edx	7,1	3HA14+2HA14	7,7
Courant	Apuui	Appui	-90,30	G+Q+Edx	7,7	3HA14+3HA12	8,01

VI.2.4.Vérification des contraintes à l'état limite de servise :

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

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

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

$\overline{\sigma b}$=0.6fc28=15Mpa,et on doit vérifier que :$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$

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

$\overline{\sigma s}$=min $[\frac{2}{3} \times fe; 110\sqrt{\eta \times ftj}]$=201.63 Mpa.

On doit vérifier que :$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$

VI.2.4.1.Les poutres pricipales

Tableau.VI.4.vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principale

Usage	Sec	position	Mser KN.m	As1 (cm^2	As2	σb Mpa	σs Mpa	$\sigma s'$ Mpa	$\overline{\sigma b}$ Mpa	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$ Mpa	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$ Mpa
Terrasse	30X40	Travée	40,97	6,88	4,62	5,4	178,2	60,6	15	CV	CV
		Appui	-68,17	4,62	10,77	7,9	193,7	92,9	15	CV	CV
Etages	30X40	Travée	35,79	9,24	4,62	4,3	117,7	50,2	15	CV	CV
		Appui	-58,12	4,62	10,7	6,7	165,2	79,3	15	CV	CV

VI.2.4.2.Les poutres secondaire

Tableau .VI.5 :vérification des contrainte à l'E.L.S des poutres secondaire

Usage	Sec	Position	Mser KN.m	As1 (cm	As2	σb Mpa	σs Mpa	$\sigma s'$ Mpa	$\overline{\sigma b}$ Mpa	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$ Mpa	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$ Mpa
Terrasse	35X30	appui	-23,54	4,62	7,7	3,8	41,7	107,4	15	CV	CV
Etages	35X30	apuui	-30 ,20	4,62	8,01	4,8	132,7	53,2	15	CV	CV

VI.2.5.Vérification des poutres selon les condition RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥Amin CBA=$0.1\% \times b \times h[cm^2]$

A travée≥Amin RPA=$0.5\% \times b \times h[cm^2]$

Tableau.VI.6 :vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

Usage	Section	Position	A adoptée(cm^3)	Amin RPA2003	Amin CBA93	Vérification	
Etages		Travée	3HA14+2HA12=6,88	6	1,2	vérifier	
		Appui	3HA14+4HA14=10,77			vérifier	
Terrasse		Travée	3HA14+3HA14=9,24	6	1,2	vérifier	
		Appui	3HA14+4HA14=10,77			vérifier	

Tableau.VI.7 :vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

Usage	Section	A adoptée(cm^3)	Amin RPA2003	Amin CBA93	Vérification
Terrasse	30X35	3HA14+2HA14=7,7	5,25	1,05	Vérifier
Etages	30X35	3HA14+3HA12=8,01	5,25	1,05	Vérifier

VI.2.6.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donne par :

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

Tableau.VI.8 :Calcul de contrainte de cisaillement admissible $\overline{\tau u}$

	Poutres de rive	Poutres intermédiares
Fissuration	Les fissuration est préjudiciable	Les fissuration est peu nuisibles
$\overline{\tau u}$	Min $[0.15\frac{fcj}{\gamma b};4Mpa]$	Min $[0.2\frac{fcj}{\gamma b};5Mpa]$
Situation durable	$\overline{\tau u}$=2.5 Mpa	$\overline{\tau u}=3.33Mpa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau u}=3.26Mpa$	$\overline{\tau u}=4.35Mpa$

Tableau.VI.9 :vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales et secondaire

		Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
PP (30X40)	Intermédiaire	Terrasse	123,29	1,35G+1,5Q	1,3	3,33	Vérifier
		Etages	95,91	G+Q+Ex	1,06	4,35	Vérifier
PS (30X35)	Rive	Terrasse	29,25	0,8G+Ex	0,325	3,26	Vérifier
		Etages	47,66	G+Q+Ex	0,5	3,26	Vérifier

VI.2.7.Calcul des armatures transversales :

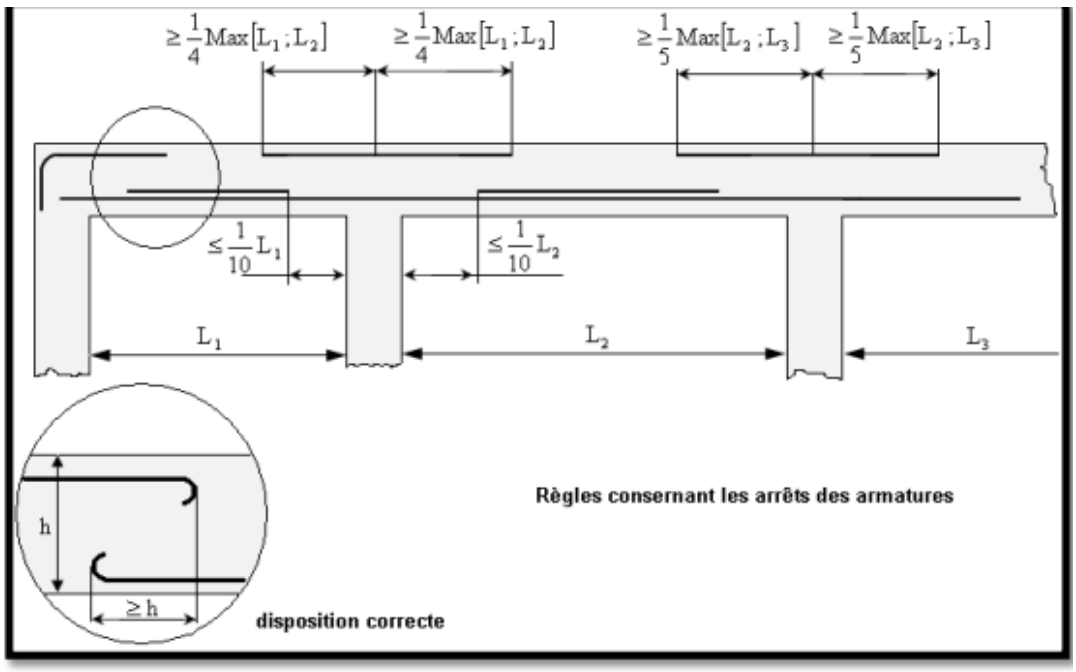


Figure 1VI.Disposition des armatures pour les poutres

Les valeurs des section d'armatures transversales (At),ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans tableaux suivants :

Tableau .VI.10 : calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τmax Mpa	St (cm)	At (cm^2)	Szn (cm^2)	Szc (cm^2)	At (cm^2)	Szn (cm^2)	Szc (cm^2)	At (cm^2) Choisie
PP(30X40) Terrasse	1,3	27	2,01	10	20	0,9	10	15	4HA8=2,01
PS(30X35) Etages	0,5	27	2,01	8,75	17,5	0,78	10	15	4HA8=2,01

VI.2.8.Vérification de la fléche

VI.2.8.1.Poutre principale :

Tableau .VI.11.Vérification de la flèche des poutres principales

A(cm^2)	Mt ser ($KN.m$)	L (m)	ρ(%)	σs (Mpa)	μ	λ	I0(cm^4)	Fi (mm)	Fadm (mm)	Fi ≤Fadm
6,88	40,97	4,76	0,76	229,74	0,5	2,74	169502,76	4,08	9,76	Vérfier

VI.2.8.2.Poutre secendaire :

Tableau .VI.12.Vérification de la flèche des poutres secondaire

A (cm^2)	Mt ser ($KN.m$)	L (m)	ρ(%)	σs (Mpa)	μ	λ	I0(cm^4)	Fi (mm)	Fadm (mm)	Fi ≤Fadm
8,01	30,20	4,76	0,89	152,15	0,51	2,35	124033,297	3,43	9,76	Vérifier

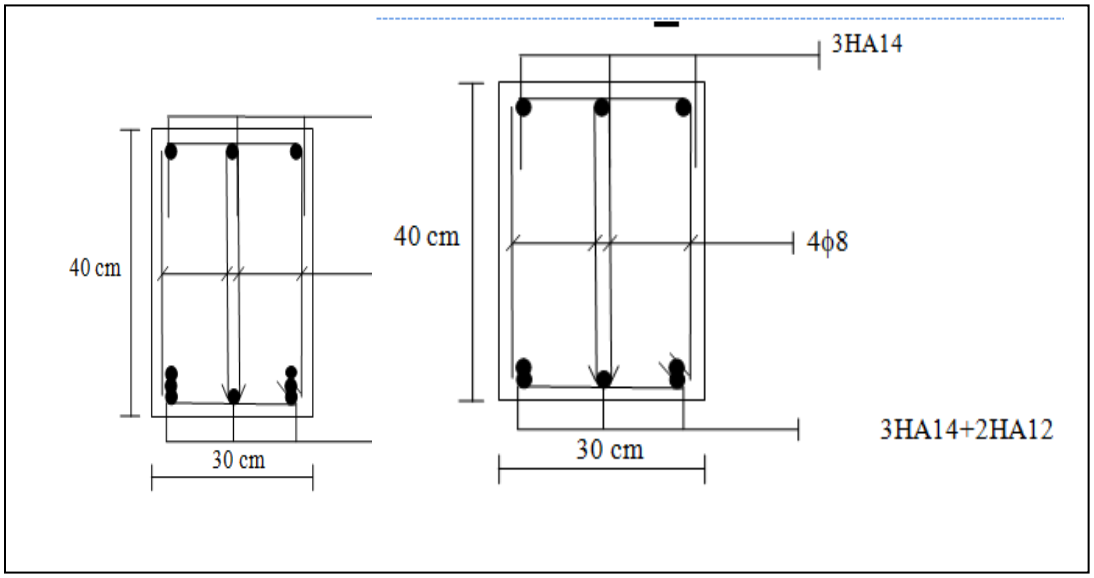


Fig .VI.Ferraillage des poutre pricipale

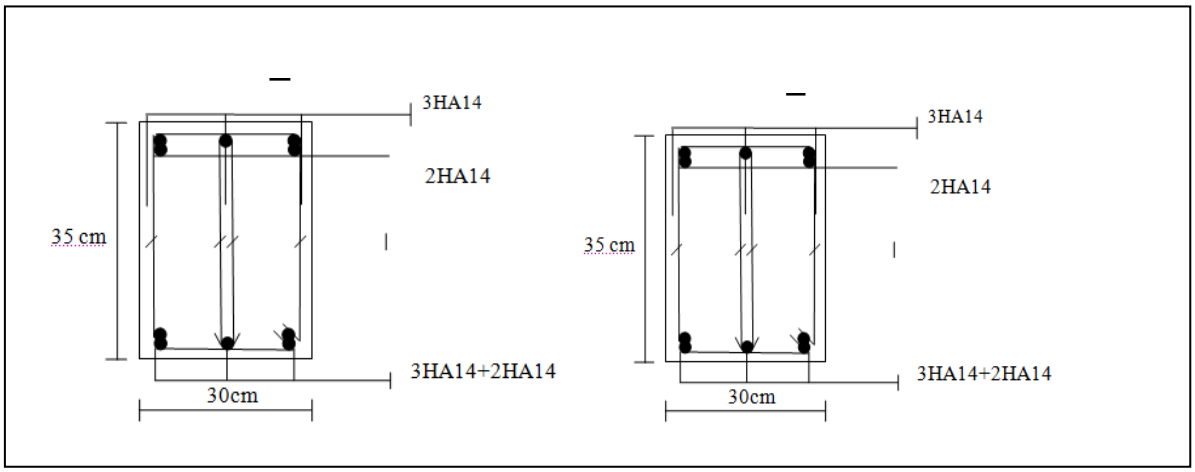


Fig .VI.3 : Ferraillage des poutres secondaires

VI.3.Ferraillages des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait flexion composée

VI.3.1.Ferraillage des poteaux carrés :

Tableau.VI.13 :Ferraillage des poteaux

Section	Cas	N *KN*	Mx *KN.m*	My *KN.m*	Ax cm^2	Ay cm^2	A Cal	Amin cm^2	Achoisi cm^2
	Nmax mcorr	**1831,61**	**0,73**	**0,83**	**2,5**	**1,5**	**4**	**22,5**	**12HA16=24,13**
	Mmax Ncorr	**784,04**	**64,99**	**13,28**	**2,5**	**1,5**	**4**		
	Mmax Ncorr	**1288,24**	**13,84**	**46 ,83**	**2,5**	**1,5**	**4**		
	Nmin Mcorr	**159,38**	**9,25**	**2 ,94**	**2,5**	**1,5**	**4**		
45X45	**Nmax mcorr**	**1549,22**	**2,49**	**0,97**	**2,3**	**1,3**	**3,6**	**18,2255**	**12HA14=18,22**
	Mmax Ncorr	**521,43**	**82,78**	**7,91**	**2,3**	**1,3**	**3,6**		
	Mmax Ncorr	**825,12**	**17,38**	**52,44**	**2,3**	**1,3**	**3,6**		
	Nmin Mcorr	**69,90**	**35,58**	**2,70**	**3,4**	**0,2**	**3,6**		
40X40	**Nmax mcorr**	**1092,96**	**0,61**	**0,7**	**2**	**1,2**	**3,2**	**14,4**	**12HA14=18,22**
	Mmax Ncorr	**340,40**	**85,83**	**8,75**	**3**	**0,2**	**3,2**		
	Mmax Ncorr	**535,08**	**16,40**	**55,88**	**2**	**1,2**	**3,2**		
	Nmin Mcorr	**41,92**	**48,41**	**5,06**	**3**	**0,2**	**3,2**		
35X35	**Nmax mcorr**	**637,09**	**1,3**	**0,63**	**1,8**	**1,1**	**2,9**	**11,025**	**8HA14=12,32**
	Mmax Ncorr	**162,43**	**68,80**	**7,94**	**4,1**	**0,3**	**4,4**		

	Mmax Ncorr	**255,22**	**12,75**	**45,72**	**0,9**	**1,9**	**2,8**		
	Nmin Mcorr	**11,67**	**3,81**	**4,13**	**1,7**	**1,1**	**2,8**		
30X30	**Nmax mcorr**	**202,45**	**2,35**	**0,8**	**1,5**	**0,9**	**2,4**	**8,1**	**6HA14=9,23**
	Mmax Ncorr	**74,76**	**62,51**	**9,41**	**5,8**	**0,5**	**6,3**		
	Mmax Ncorr	**119,14**	**11,99**	**47,84**	**1,2**	**2,9**	**4,1**		
	Nmin Mcorr	**3 ,91**	**21,36**	**23,76**	**2**	**1,3**	**3,3**		

VI.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorable (Mser, Nser)selon les règles C.B.A , concernant la flexion composée .

Tableux .VI.14.vérification des armatures à E.L.S des poteaux

Section	Combina	N KN	Mx $KN.m$	My $KN.m$	σb	σs	$\overline{\sigma b}$ Mpa	$\overline{\sigma s}$ Mpa	Vérification
50X50	Nmax mcorr	1335,74	0,5	0,6	5,1	76,2	15	201,63	Vérifier
	Mmax Ncorr	804,27	23,82	1,095	4,2	59,	15	201,63	
	Mmax Ncorr	1224,56	2,93	14,91	5,5	79,5	15	201,63	
	Nmin Mcorr	530,69	10,59	3,15	2,6	37,6	15	201,63	
45X45	Nmax mcorr	1129,88	1,76	0,70	5,4	80,5	15	201,63	Vérifier
	Mmax Ncorr	612,01	30,85	0,5	4,7	64,6	15	201,63	
	Mmax Ncorr	684,14	21,09	19,92	5,7	77,3	15	201,63	
	Nmin Mcorr	381,72	10,92	3,99	2,7	37	15	201,63	
40X40	Nmax mcorr	797,2	0,39	0,51	4,8	71,1	15	201,63	Vérifier
	Mmax Ncorr	403,25	29,32	0,19	4,9	63,7	15	201,63	
	Mmax Ncorr	438,33	18,57	22,93	6,2	79,6	15	201,63	
	Nmin Mcorr	239,27	10,24	4,22	2,6	34,5	15	201,63	
35X35	Nmax mcorr	464,95	0,99	0,45	3,7	53,7	15	201,63	Vérifier
	Mmax Ncorr	138,11	25,64	0,26	5,1	53 ,9	15	201,63	
	Mmax Ncorr	196,24	14,68	21,25	8	88,1	15	201,63	
	Nmin	104,76	7,65	3,43	2,3	**27,8**	15	201,63	

	Mcorr								
30X30	Nmax mcorr	148,25	1,75	0,58	2	26,8	15	201,63	Vérifier
	Mmax Ncorr	56,79	27,68	1,49	7,4	63,7	15	201,63	
	Mmax Ncorr	79,19	13,72	23,96	13,2	115,9	15	201,63	
	Nmin Mcorr	32,10	6,04	11,62	7,3	58,2	15	201,63	

VI.3.3.Vérification de l'efoort tranchant des poteaux :

Tableau.VI.15 :valeurs des contraintes limites de cisaillement

sec	Vu	τu	λ	ρd	$[\tau u]$RPA	$[\tau u]$CBA	Vérificatin
30 × 30	42,95	0,47	29,09	0,075	1,875	3,26	Vérifier
35 × 35	44,59	0,42	21,20	0,075	1,875	3,26	Vérifier
40 × 40	37,35	0,31	18,55	0,075	1,875	3,26	Vérifier
45 × 45	33,59	0,24	16,48	0,075	1,875	3,26	Vérifier
50 × 50	2 3,70	0,158	14,84	0,075	1,875	3,26	Vérifier

VI.3.4.Calcul des armatures transversales :

Tableau.VI.16 .les armatures transversales et leur espacement

Section	Lf	λ	ρa	$Tumax$ (KN)	Zone	St (cm)	At cal (cm^2)	At min (cm^2)	Choix
50 × 50	2,14	4,28	3,75	29,56	Nodale	10	0,94	4	4HA8=2,01
					Courant	15	1,43	6	4HA8=2,01
45 × 45	2,14	4,75	3,75	31,88	Nodale	10	1,13	3,6	4HA8=2,01
					Courant	15	1,69	5,4	6HA8=3,02
40 × 40	2,14	5,35	3,75	56,94	Nodale	10	2,27	3,2	6HA8=3 ,02
					Courant	15	3,40	4,8	4HA12=4,52
35 × 35	2,14	6,11	3,75	45,30	Nodale	10	2,06	2,8	4HA12=4,52
					Courant	15	3,09	4,2	4HA12=4,52
30 × 30	2,14	7,13	3,75	50 ,94	Nodale	10	2,70	2 ,4	4HA12=4,52
					Courant	15	4,06	3,6	4HA12=4,52

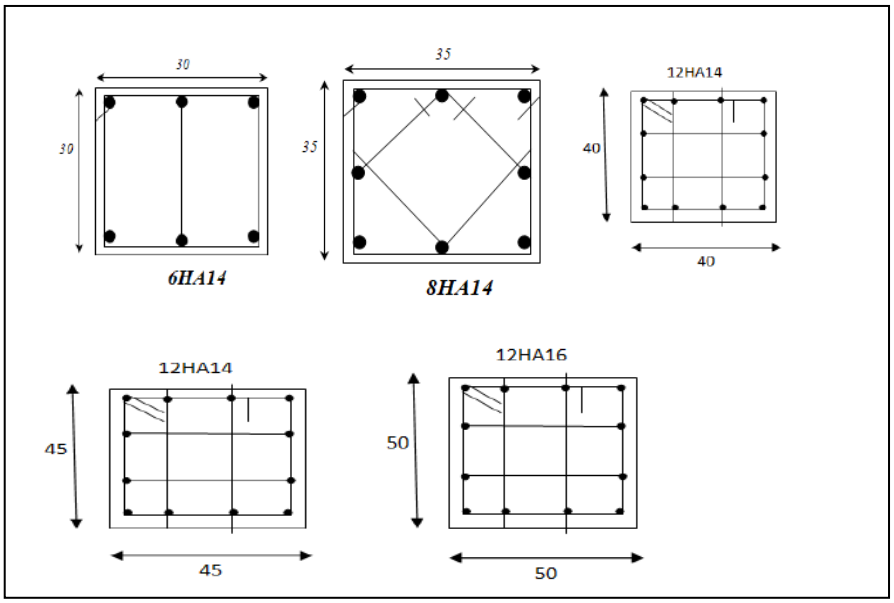


Fig .VI.4ferraillage des poteaux

VI.4.Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des élément verticaux porteurs, ils utilisés comme des élément de contreventement dans les deux direction orthogonales, leurs disposition doit prendre en considération ce que suit :

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

Les élément de contreventement doivent présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent, par ailleurs ,ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont sollicitées en flexion composée avec effort tranchant , on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux .
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux.

Tableau.VI.7 :Les données de calcule

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb **=1.5**	γs=1.15	γb =1.15	γs=1
σb **=25Mpa**	$FeE400$	σb =25Mpa	$FeE400$
$\overline{\sigma b}$ **=14.2Mpa**	$\overline{\sigma s}$ =348Mpa	$\overline{\sigma b}$ =18.48Mpa	$\overline{\sigma s}$ =400Mpa

VI.4.1.Ferraillage des voiles pleins :

VI.4.1.1.Armatures verticales :

Tableau.VI.18 :Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveaux	Voile	L	σ1	σ2	Lt	N	M	Nt	Av cal	St	A chois
Rdc	P1	3,89	-6,28	10,68	1,44	1282,8737	3207,8446	678,68	16,97	10	2x(25HA12)=67,86
	p2	3,95	-8,83	12,97	1,6	1226,87	4252,96	1059,86	26,50	10	2x(HA12)=31,42
	P3	3,89	-4,12	12,34	0,97	2398,96	3114,8	301,07	7,53	10	2(11HA10)=17,28
	P4	3,89	-1,36	7,78	0,58	2668,6	1214,48	59,02	1,48	10	2(16HA10)=25,13
	P5	5,10	-1,36	9,71	0,63	2460,05	4220,74	63,93	1,60	10	2(16HA10)=25,13
	P6	5,10	-1,11	9,41	1,93	4230,9	4560,78	59,99	1,50	10	2(16HA10)=25,13
1er -2eme etages	P1	3,89	-5,47	9,66	1,41	1224,1883	2861,219	576,10	14,40	10	2(44HA10)=75,4
	P2	3,95	-4,71	7,96	1,24	1108,23	1383,54	368,41	13,09	10	2(44HA10)=75,4
	P3	3,89	-3,57	11,24	0,94	2239,26	2800,77	250,54	6,26	10	2(11HA10)=17,28
	P4	3,8	-3,08	5,60	2,02	1543,12	2035,98	268	8	10	2(11HA10)=17,28
	P5	5,10	-2,75	8,86	1,21	2335,84	3773,28	249,14	6,23	10	2(11HA10)=17,28
	P6	5,10	-0,36	3,11	1,78	3972,94	3589,25	62,19	3,9	10	2x(16HA10)=25,13
3eme-4eme_etage	P1	3,89	-2,63	5,99	1,19	978,5744	1629,93	234,45	5,86	10	2x(16HA10)=25,13
	P2	3,95	-0,24	8,03	1,39	3972,94	3589,25	3,69	0,9	10	2x(16HA10)=25,13
	P3	3,89	-1,64	7,00	0,74	1564,89	1635,05	90,80	2,27	10	2x(16HA10)=25,13
	P4	1,43	-1,96	3,01	1,18	978,23	1208,76	530,48	13,27	10	2x(20HA12)=31,42
	P5	5,10	-0,90	5,69	0,7	1833,4	2143,46	46,97	1,17	10	2x(16HA10)=25,13
	P6	5,10	-0,36	4,83	1,6	2789,28	2314,74	248,82	9	10	2x(13HA10)=23,56
5eme-6eme_etage	P1	3,89	-0,75	2,96	0,78	647,46	701,67	43,67	1,09	10	2x(16HA10)=25,13
	P2	3,95	-0,98	2,15	1,25	854,13	518,95	1,23	10,8	10	2x(22HA10)=37,7
	P3	3,89	-0,40	3,35	0,42	860,87	710,94	12,67	0,32	10	2x(16HA10)=25,13
	P4	1,43	-1,66	1,59	1,04	913,23	673,14	267,93	12	10	2x(36HA10)=62,83
	P5	5,10	-0,25	2,88	0,41	1198,41	854,81	7,64	0,19	10	2x(16HA10)=25,13
	P6	5,10	-0,36	3,11	0,79	1483,46	1082,71	4,63	3,9	10	2x(16HA10)=25,13
7e	P1	3,89	-0,19	0,98	0,63	230,48	221,56	9,06	0,23	10	2x(16HA10)=25,

										13
	P2	**3,95**	**-0,87**		**125,**	**398,53**	**288,16**	**168,56**	**7,84**	**10**	**2(11HA10)=17,28**
	P3	**3,89**	**-0,28**	**1,12**	**0,79**	**244,59**	**266,03**	**16,74**	**0,42**	**10**	**2x(16HA10)=25,13**
	P4	**1,43**	**-1,63**		**1,01**	**268,20**	**215,17**	**14,3**	**0,89**	**10**	**2x(16HA10)=25,13**
	P5	**5,10**	**-0,13**	**0,97**	**0,6**	**420,64**	**271,06**	**5,89**	**0,15**	**10**	**2x(16HA10)=25,13**
	P6	**5,10**	**-025**		**1,43**	**875,71**	**527,63**	**10,40**	**1,67**	**10**	**2x(16HA10)=25,13**

Tableau .VI.19 :Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	A choisie(cm^2)	A min RPA (cm^2)	AminCBA(cm^2)	Vérification
Rdc	P1	389X15	2x(25HA12)=67,86	4,56	4,93	Vérifiée
	P2	395X15	2x(HA12)=31,42	4,89	5,02	
	P3	389X15	2(11HA10)=17,28	4,56	4,93	
	P4	389X15	2(16HA10)=25,13	4,56	4,93	
	P5	510X15	2(16HA10)=25,13	9,78	8	
	P6	510X15	2(16HA10)=25,13	9,78	8	
1er -2eme etages	P1	389X15	2(44HA10)=75,4	4,56	4,93	Vérifiée
	P2	395X15	2(44HA10)=75,4	4,89	5,02	
	P3	389X15	2(11HA10)=17,28	4,56	4,93	
	P4	389X15	2(11HA10)=17,28	4,56	4,93	
	P5	510X15	2(11HA10)=17,28	9,78	8	
	P6	510X15	2x(16HA10)=25,13	9,78	8	
3eme-4eme_etage	P1	389X15	2x(16HA10)=25,13	4,56	4,93	Vérifiée
	P2	395X15	2x(16HA10)=25,13	4,89	5,02	
	P3	389X15	2x(16HA10)=25,13	4,56	4,93	
	P4	389X15	2x(20HA12)=31,42	4,56	4,93	
	P5	510X15	2x(16HA10)=25,13	9,78	8	
	P6	510X15	2x(13HA10)=23,56	9,78	8	
5eme-6eme_ Etage	P1	389X15	2x(16HA10)=25,13	4,56	4,93	Vérifiée
	P2	395X15	2x(22HA10)=37,7	4,89	5,02	
	P3	389X15	2x(16HA10)=25,13	4,56	4,93	
	P4	389X15	2x(36HA10)=62,83	4,56	4,93	
	P5	510X15	2x(16HA10)=25,13	9,78	8	
	P6	510X15	2x(16HA10)=25,13	9,78	8	
7eme etage	P1	389X15	2x(16HA10)=25,13	4,56	4,93	Vérifiée
	P2	395X15	2(11HA10)=17,28	4,89	5,02	
	P3	389X15	2x(16HA10)=25,13	4,56	4,93	
	P4	389X15	2x(16HA10)=25,13	4,56	4,93	
	P5	510X15	2x(16HA10)=25,13	9,78	8	
	P6	510X15	2x(16HA10)=25,13	9,78	8	

VI.4.1.2.Calcul des armateurs horizontaux

Ah =Max[2/3 Av ch ; 0.15%.a.he] →D.T.R- B.C62.42 Art2.233-b

Tableau.VI.20:calcul des armatures horizontaux des voiles pleins.

Niveau	Voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τb (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	St (cm)	Achoisie (cm^2)
Rdc et etage courant	P1	389	15	883,18	2,35	5	15	2(20HA10)=31,42

	P2	395	15	1188,71	3,12	5	15	2(20HA10)=31,42
	P3	389	15	1058,60	2,82	5	15	2(20HA10)=31,42
	P4	143	15	329,58	2,39	5	15	2(20HA10)=31,42
	P5	510	15	963,89	1,95	5	15	2(20HA10=31,42)
	P6	510	15	1311,42	2,66	5	15	2(20HA10)=31,42

VI.4.1.3.Armatures transversales :

- épingle HAn$\emptyset$/ lm^2

VI.4.2.Ferraillage des voiles avec ouverture :

VI.4.2.1.Les trumeaux

VI.4.2.1.1 Armatures verticales :

Tableau .VI.21 :calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	L	$\sigma 1$ Mpa	$\sigma 2$ Mpa	LT (m)	N (KN)	M(KN)	Nt	Av cal (cm^2)	St (cm)	A choisie (cm^2)
RDC	V1	**3,15**	**-4,41**	**8,14**	**1,11**	**881,22**	**1556,03**	**365,86**	**9,15**	**15**	**2(6HA12)=13,56**
	V2	**3,45**	**-3,43**	**7,04**	**1,13**	**932,02**	**1557,53**	**291,35**	**7,28**	**15**	**2(5HA12)=11,3**
1er-2eme_étage	V1	**3,15**	**-2,89**	**7,52**	**0,87**	**1093,99**	**1290,35**	**189,19**	**4,73**	**15**	**2(5HA12)=11,3**
	V2	**3,45**	**-2,45**	**5,96**	**1,01**	**907,37**	**1251,68**	**185,08**	**4,63**	**15**	**2(5HA12)=11,3**
3eme-4eme_étage	V1	**3,15**	**-1,33**	**5,00**	**0,66**	**866,47**	**785,38**	**66,22**	**1,66**	**15**	**2(2HA12=4,52**
	V2	**3,45**	**-1,01**	**3,80**	**0,72**	**722,03**	**714,31**	**54,47**	**1,36**	**15**	**2(2HA12=4,52**
5eme-6eme_étage	V1	**3,15**	**-0,75**	**2,63**	**0,70**	**444,44**	**419,11**	**39,21**	**0,98**	**15**	**2(2HA12=4,52**
	V2	**3,45**	**-0,22**	**2,03**	**0,33**	**469,99**	**334,92**	**5,43**	**0,14**	**15**	**2(2HA12=4,52**

7eme étage	V1	**3,15**	**-0,28**	**0,82**	**0,79**	**128,10**	**135,68**	**16,43**	**0,41**	**15**	**(2HA12=2,26**
	V2	**3,45**	**-0,38**	**0,90**	**1,02**	**134,06**	**189,25**	**28,90**	**0,72**	**15**	**(2HA12=2,26**

TableauVI.22 :Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA etCBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	A choisie (cm^2)	Amin RPA(cm^2)	Amin CBA(cm^2)	Vérification
RDC	V1	15X315	2(6HA12)=13,56	3,33	4,72	Vérifier
	V2	15X345	2(5HA12)=11,3	3,39	5,17	Vérifier
1er-2eme_étage	V1	15X315	2(5HA12)=11,3	2,61	3,25	Vérifier
	V2	15X345	2(5HA12)=11,3	3,30	4,5	Vérifier
3eme-4eme_étage	V1	15X315	2(2HA12=4,52	1,98	2,42	Vérifier
	V2	15X345	2(2HA12=4,52	2,16	2,75	Vérifier
5eme-6eme_étage	V1	15X315	2(2HA12=4,52	2,10	2,87	Vérifier
	V2	15X345	2(2HA12=4,52	0,99	1,76	Vérifier
7eme étage	V1	15X315	(2HA12=4,52	2,37	3,25	Vérifier
	V2	15X345	2HA12=4,52	3,06	4,3	Vérifier

VI.4.2.1.2.Calcul des armatures horizontaux des trumeaux

Ah =Max[2/3 Av ch ; 0.15%.a.he] →D.T.R- B.C62.42 Art2.233-b

Tableau.VI.24:calcul des armature horizontaux des trumeaux

Niveau	Voile(m)	H(cm)	e (cm)	T (KN)	τb(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	St (cm)	A choisie (cm^2)
RDC et étage courant	V1	315	15	393,59	1,29	5	15	2X(18HA10)
	V2	345	15	355,28	1,06	5	15	2x(18HA10)

VI.4.2.2.Les linteaux :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha.fe}$$

Avec : $tg\alpha = \frac{h-2d}{L}$

VI.4.2.2.1.ferraillage minimale :[Art7.7.3.3 RPA99v2003]

On a :

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

Ac ≥0.20%$b.h$ At≥$\begin{cases} 0.15\%b.s \\ 0.25\%b.s \end{cases}$

VI.4.2.2.2.Ferraillage des linteaux :

Tabeau.VI . determination de la solicitation de calcul des linteaux

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	V(KN)	τb (Mpa)	M (KN.m)	$\tau b \leq 0{,}06fc28$
Rdc-1	**LV1**	**15**	**186**	**312,86**	1,74	**61,44**	Traction /compression
1	**LV1**	**15**	**186**	**296,23**	1,65	**56,66**	Traction /compression
2	**LV1**	**15**	**186**	**263,97**	1,57	**47,91**	Traction /compression
3	**LV1**	**15**	**186**	**233,00**	1,30	**39,66**	Flexion
4	**LV1**	**15**	**186**	**192,44**	1,07	**32,06**	Flexion
5	**LV1**	**15**	**186**	**150,46**	0,84	**26,58**	Flexion
6	**LV1**	**15**	**186**	**99,78**	0,56	**19,69**	Flexion
7	**LV1**	**15**	**186**	**35,94**	**0,20**	**10,43**	Flexion
RDC	**LV2**	**15**	**186**	**393,84**	2,54	**106,88**	Traction /compression
1	**LV2**	**15**	**186**	**656,71**	1,88	**247,69**	Traction /compression
2	**LV2**	**15**	**186**	**263,97**	1,63	**47,91**	Traction /compression
3	**LV2**	**15**	**186**	**233,00**	1,54	**39,66**	Traction /compression
4	**LV2**	**15**	**186**	**192,44**	1,02	**32,06**	Flexion
5	**LV2**	**15**	**186**	**150,46**	0,84	**26,58**	Flexion
6	**LV2**	**15**	**186**	**99,78**	0,56	**19,69**	Flexion
7	**LV2**	**15**	**186**	**35,94**	0,20	**10,43**	Flexion

Tableau .VI .26 :calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Voile	Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
		Ad	**Al**	**At**	**Ap**	**st**	**Ad**	**Al**	**At**	**Ap**
Lv1	**RDC**	**8,46**	**4,24**	**0,5**	**7,5**	**10**	**2x(4HA12)=9,05**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv1	**1ère 2ème**	**7,17**	**5,32**	**0,62**	**7,5**	**10**	**2x(4HA12)=9,05**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv1	**2ème_3ème**	**6,17**	**3,39**	**0,81**	**7,5**	**10**	**2x(4HA12)=9,05**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv1	**3ème_4ème**	**/**	**2,56**	**0,56**	**/**	**10**	**/**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv1	**4ème_5ème**	**/**	**2,03**	**0,38**	**/**	**10**	**/**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv1	**5ème_6ème**	**/**	**1,00**	**0,17**	**/**	**10**	**/**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv1	**6ème_7ème**	**/**	**0,59**	**0,21**	**/**	**10**	**/**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv1	**7ème**	**/**	**0,59**	**0,19**	**/**	**10**	**/**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**

Lv2	**RDC**	**10,78**	**4,48**	**0,5**	**7,5**	**10**	**2x(4HA14)=12,32**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv2	**1ère – 2ème**	**10,42**	**4,38**	**0,5**	**7,5**	**10**	**2x(4HA14)=12,32**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv2	**2ème_3ème**	**9,58**	**3,89**	**0,5**	**7,5**	**10**	**2x(4HA14)=12,32**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv2	**3ème_4ème**	**8,03**	**3,01**	**0,5**	**7,5**	**10**	**2x(4HA12)=9,05**	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv2	**4ème_5ème**	/	**4,23**	**0,64**	/	**10**	/	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv2	**5ème_6ème**	/	**2,18**	**0,48**	/	**10**	/	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv2	**6ème_7ème**	/	**1,76**	**0,24**	/	**10**	/	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**
Lv2	**7ème**	/	**1,10**	**0,35**	/	**10**	/	**2x(2HA12)=4,52**	**2x(2HA8)=1,01**	**2x(13HA10)=20,42**

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1.INTRODUCTION :

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

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdales ou triangulaire).

VII.2.Type de la fondation :

Vue les présences des voiles et le rapprochement des poteaux les fondations peuvent être l'un des trois types suivants :

- ✓ Semelle isolées.
- ✓ Semelle filantes (sous voiles et sous poteaux).
- ✓ Radies générale.

VII.3.Choix du mode de fondation :

Le mode de fondation est approprié a la construction projeté et a l'assiette apte à la porter, c'est ainsi que :

1- selon la profondeur à laquelle on trouve le bon sol, on penchera pour une fondation superficielle, ou semi profonde, ou profonde : cela pourrait être une rigole située à 80cm de profondeur ou des pieux descendus à 20m C'est la nature du terrain qui commande en premier lieu.

2- selon les possibilités du bon sol rencontré c'est-à-dire pour des sols valables rencontres à une même profondeur la solution variera avec :

- leur portance respective

-leur degré de compressibilité

-l'importance de l'ouvrage

3- selon la conception de l'ouvrage, sa structure, on peut être conduit à modifier la solution choisie d'après les critères précédents.

VII.4.Choix des types de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- ✓ Stabilité totale du bâtiment.
- ✓ Solution économique et facile à réaliser.

VII.4.1.connaissance du site et de 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 renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1 bar à un ancrage de 2.5 m.

VII.5.LES effort normaux à la base de la structure :

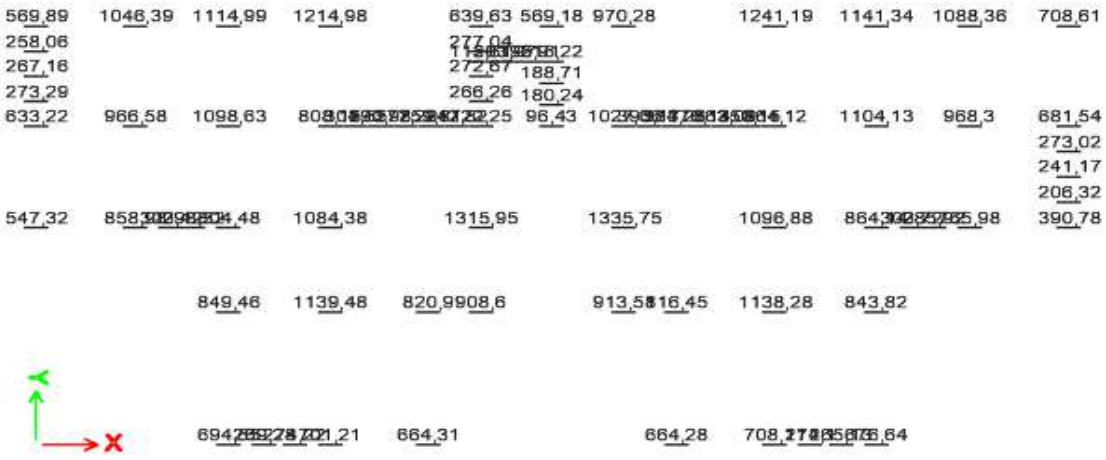


Fig.VII.1 : les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS

VII.6.Calcul des semelles isolées :

VII.6.1.Dimension des semelles isolées :

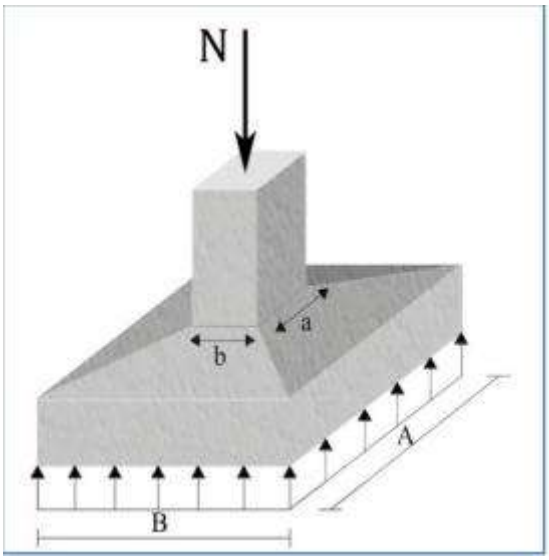


Fig VII.2 semelle isolées sous poteau

$$S = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VII.1 Dimension des semelles isolées à L'ELS

Semelle	Nser(KN)	Mxser(KN.m)	Myser((KN.m)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	h(cm)	e(cm)	S(m²)
Si1	1241.19	3.11	7.52	1	3.55	3.55	80	0.25	12.60
Si2	858.98	7.83	1.49	1	3	3	70	0.91	9.00
Si3	547.32	6.45	2.50	1	2.5	2.5	55	1.1	6.25

VI.6.2.vérification des contraintes sous la semelle à l'ELU :

Tableau VII.2 : vérification des contraintes sous la semelle isolées

Semelle	Nser (KN)	Psemelle (KN)	Ppot (KN)	Premb(KN)	$\sigma cal(mpa)$	σ_{sol} (mpa)	$\sigma cal \leq \sigma_{sol}$
Si1	1241.19	252.05	10.62	5.94	0.119	0.1	non
Si2	858.98	157.5	11.25	6.43	0.114		Non
Si3	547.32	34.37	12.18	7.17	0.096		Oui

VI.6.2.Vérification l'interférence entre deux semelles :

Tableau VII.3 : vérification chevauchement entre les semelles

	Semelle	A(m)	A'(m)	1.5(A+A')/2	L(m)	L>1.5(A+A')/2
Suivant x	Si1-si2	3.55	3.55	5.33	3.45	Non vérifier
	Si2-si3	3.55	2.5	4.54	3.15	Non vérifier
	Si3-si4	2.5	3	4.13	3.35	Non vérifier
	Si5-si6	3.55	3.55	5.33	4.81	Non vérifier
	Si8-si9	3	2.55	4.13	3.35	Non vérifier
Suivant y	Si3-si7	3.55	2.5	4.54	3.95	Non vérifier

Remarque :

D'après le tableau VII.3, la figure VII.3. Et ces résultats on remarque qu'il ya un chevauchement des semelles et on passe donc à l'étude des semelles filantes.

VII.7.c

Figure 1VI.Disposition des armatures pour les poutres 94

alcul des semelles filantes :

VII.7.1.Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur B de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.$\sigma \leq [\sigma sol]$ $\sigma = \frac{\sum Nser}{S}$ $\sigma = \frac{\sum Nser}{L.B} \leq [\sigma sol]$ $B \geq \frac{\sum Nser}{L[\sigma sol].}$; $h \geq \frac{B-b}{4}$+c

Tableau VII.4 : Dimensionnement des semelles filantes à L'ELS

Semelle	L(m)	N(KN)	σsol (mpa)	Bcalcul(m)	B(addopté(m)	hcalcul(cm)	hadobté (cm)
SFV1	3.89	2001.62	0.1	5.14	5.20	120.5	130
SFV2	5.10	2219.76	0.1	4.35	4.40	100.5	110
SFP1	15.05	5718.96	0.1	3.79	3.80	85	100
SFP2	6.85	3712.06	0.1	5.42	5.50	128	130
SFP3	16.20	4562.11	0.1	2.81	2.90	63	70

VI.7.2.Vérification de chevauchement entre les semelles :

Tableau .VII.5.Vérification chevauchement entre les semelle

Semelle	B(m)	B'(m)	1.5(B+B)/2	L(m)	L>(B+B')/2
SFV2-SFP1	4.40	3.80	6.15	4.05	Non vérifier
SFV2-SFP2	4.40	5.50	7.42	3.95	Non vérifier
SFP3-SFV1	2.90	5.20	6.07	3.33	Non vérifier

Remarque :

D'après les résultats on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles on passe à l'étude des semelles radier.

VII.8. semelles radiers :

VII.8.1Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VII.8.2.calcul de radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol ≅ poids total de la structure).

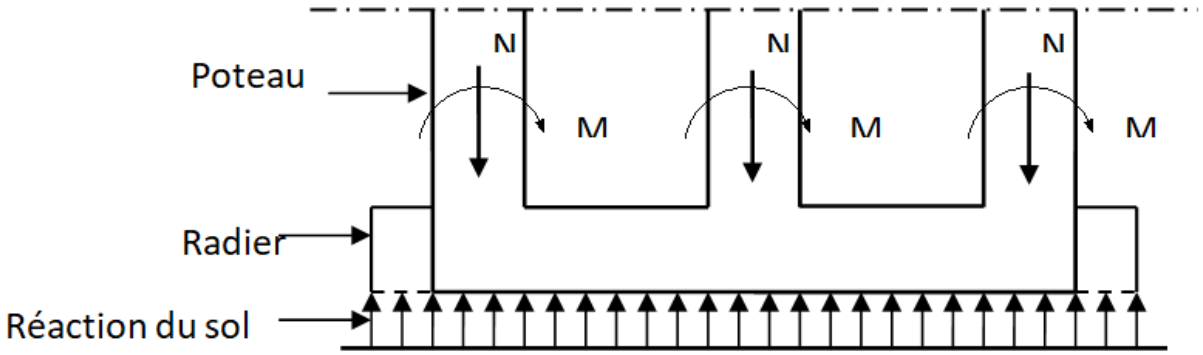


Figure VII.3. Schéma de radier

1. Pré dimensionnement du radier

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i-1}^{8} G_i = 37907.5735\,KN.$$

$$Q_t = \sum_{i-1}^{8} Q_i = 4933.0361KN$$

2-Combinaison d'actions ;

E.L.S:

$N_{ser} = G_T + Q_T = 42840.6122KN.$

3. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$N = N_{ser} = 42840.6122$ KN.

$S \geq N/\sigma_{sol} = 42840.6122/0.1=428406122mm^2=428.406m^2$

Pour des raisons de coffrage, on ajoute un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 514.836\ m^2$.

4. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1ere condition :

$\tau_\mu = V_u / b.d \leq 0,06\ f_{c28}$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 5,16 m

$Q_u = Nu / S = 58574.7784/514.836= 113.774KN/m^2$.

Par ml: $Q_u=113.774ml=113.774KN/ml$.

$V_u = 113.774x5,16/ 2 = 293.537$ KN

$$\frac{v_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{v_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{293.537 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.196m$$

2éme condition : puisque le radier sera calculé comme un plancher renversé la condition forfaitaire d'après Mr. BELAZOUGUI est :

$\frac{L}{25} \le d \le \frac{L}{20}$. $L = 5{,}16m$

$0.20 \le d \le 0.25\ m$

$h = d + c = 25 + 5 = 30cm$; on prend : $h = 35cm$; $d = 30cm$

5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$L/9 \le h \le L/6 \quad \Longrightarrow 57\ cm \le h \le 86\ cm$

On prend : d=72 cm ; h = 80 cm ; b = 45 cm.

6. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la pout

$G_{radier} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$

$G_{radier} = 2{,}5\left[(0{,}35 \times 514.406) + (0{,}80 \times 0{,}45 \times 130.40) \right] = 5674.653KN$

$E.L.S : N_{ser} = 5674.653 + 42840.6122 = 48515.2652KN.$

$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{48515.2652}{514.406} = 94.313KN/m^2 < 150\ KN/m^2$.....condition verifiée.

Inerties du radier :

$I_{XG} = 20227{,}20\ m^4$

$I_{YG} = 5318{,}43\ m^4$

La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0{,}45 \times (0{,}80)^3/12 = 0{,}0192cm^4$.

E : module d'élasticité du béton, E = 32164200 KN/m².

b : largeur de la poutre b=0,45m.

K : coefficient du raideur de sol k = 5000 KN/m^3.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0{,}0192}{500 \times 0{,}45}} = 5.756\text{m}$$

$$L_{max} = 4.66\text{m} < \frac{\pi}{2}.L_e = 9{,}037\text{m}.....condition\text{vérifiée}.$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

7. Evaluation des charges pour le calcul du radier

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{raid} = \gamma_b \times h = 2{,}5 \times 0{,}35 = 0{,}875\ \text{KN/m}^2.$$
$$Q = Q_{max} - Q_{rad} = 113.774 - 0{,}875 = 112.899\text{KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferraillage du radier est :

$Q = 112.899\text{KN/m}^2$.

VII.8.3 Ferraillage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis

L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

1 ère cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0{,}4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x.q.L_x^2 \ ; \ M_{oy} = \mu_y.M_{ox}.$$

Moment en travée :

$M_t = 0{,}85M_o$……panneau de rive.

$M_t = 0{,}75M_o$……..……..panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$M_a = 0{,}35M_o$……appuis de rive.

$M_a = 0{,}5M_o$ ..... appuis intermédiaire.

2éme cas :

Si : $\alpha = l_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

VII.8.3.1 Exemple de calcul :

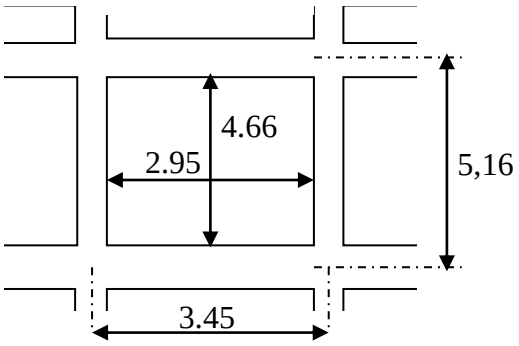


Fig.VII.4.Schéma de voile

$\alpha = l_x/L_y = 2.95/4,66 = 0,63 > 0,4$

La dalle porte dans les deux sens.

$\rho = 0,63 \Rightarrow \mu_x = 0.0779; \mu_y = 0,3338.$

$M_{0x} = \mu_x.Q.L_x^2$

$M_{ox} = 0.0779 \times 113.744 \times (2.95)^2 = 77.109 KN.m$

$M_{0y} = \mu_y.M_{0x}$

$M_{oy} = 0,3338 \times 77.109 = 25.738 KN.m$

En travée :

Sens x :

M_{tx} = 65.542 KN.m

μ = 0,051 < μ_l= 0,392 A'= 0

α= 0,065 Z = 0.292 m A = 6.45cm^2

On adopte 5HA14 …. A =7.69 cm^2/ml, S_t = 20 cm.

Sens y :

M_{ty} = 21.877KN.m

μ = 0,017< μ_l= 0,392 A'= 0

α= 0.021 Z = 0,297 cm A = 2.11cm^2

On adopte 3HA12 … A = 3.39 cm^2/ml, S_t = 33.33cm

-En appuis :

Sens x:

M_{ax} = 26.98 KN.m

μ = 0.021< μ_l= 0,392 A'= 0

α= 0.026 Z = 0.296 cm A = 2.61cm^2

On adopte 3HA12 ….A = 3.39 cm^2/ml , S_t =33.33 cm

Sens y:

M_{ay} = 9.00 KN.m

μ = 0,041 < μ_l= 0,392 A'= 0

α= 0.007. Z = 0.008 cm A = 3.23cm^2/ml

On adopte 4HA12 ….A = 4 .52 cm^2/ml, St = 25 cm

On adopte le même ferraillage pour tous les panneaux du radier.

VII.8.4.ferraillage des poutre libage :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinale :

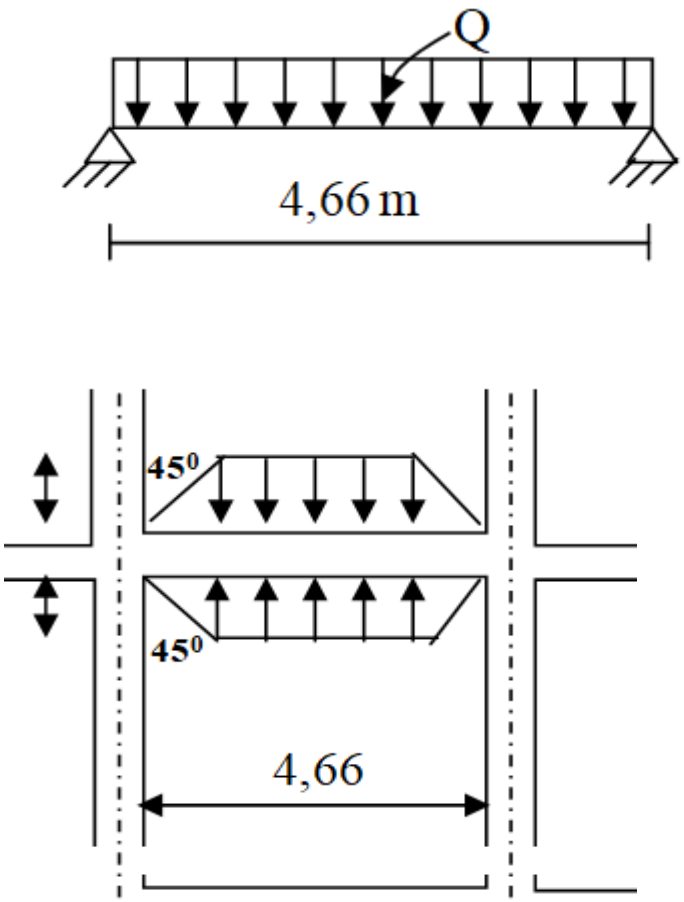


Fig.VII.5. Répartition des charges sur les poutres

Les lignes de rupture

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2}\left[\left(1-\frac{Lx_1^{\,2}}{3.Ly_1^{\,2}}\right).Lx_1 + \left(1-\frac{Lx_2^{\,2}}{3.Ly_1^{\,2}}\right).Lx_2\right]$$

Avec : $Lx_1 = 2.95m$

$Ly_1 = 4,66m$

$Lx_2 = 2.95m$

$Q = 112.899KN/m^2$

$$Q' = \frac{112.899}{2}\left[\left(1-\frac{2.95^2}{3\times 4{,}66^2}\right).2.95+\left(1-\frac{2.95^2}{3\times 4{,}66^2}\right).2.95\right] = 288.561\,KN/m$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{288.561\times 5{,}16^2}{8} = 960.388\,KN.m$$

a.1 Calcul du ferraillage

En travée :

$M_t = 0{,}80M_o = 960.388\,KN.m,\quad b = 45\,cm,\quad h = 80\,cm,\quad d = 0{,}9.h = 72\,cm$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{960.388.10^3}{45.(72)^2.14{,}2} = 0{,}289 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'n'\text{existe.pas}.$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0.437$$

$$\beta = 1-0{,}4\alpha = 0{,}825$$

$$A_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_S} = \frac{960.388*10^3}{0{,}825.72.348} = 46.46\ cm^2.$$

on choisi 12HA16 + 12HA16 = 48.26cm^2

En appuis :

Appuis intermédiaire :

M_a = 0.5 M_o = 0,5x960.388 = 480.194 KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{480{,}194.10^3}{45.(72)^2.14{,}2} = 0{,}144 < \mu = 0{,}392 \rightarrow A'n'\text{existe.pas}.$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0.195$$

$$\beta = 1-0{,}4\alpha = 0{,}922$$

$$A_a = \frac{M_a}{b.d.\sigma_S} = \frac{480{,}194.10^3}{0{,}922.72.348} = 20.78.cm^2$$

On adopte **:** (4T25) Fil+ (4T16) chap. ; A =25.78 cm².

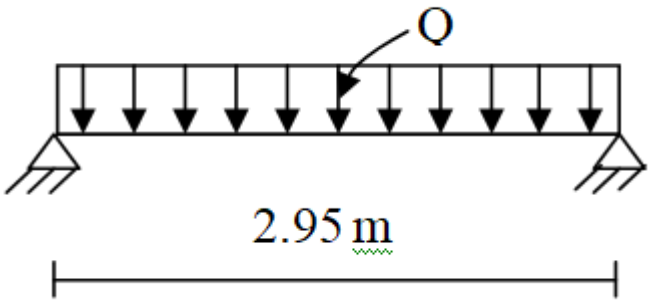
Appuis de rive:

M_a=0,2.M_0=0.2*480,194=96.038 KN.m

μ=0,028<μ_l=0,392$\Rightarrow$ (A'=0);α=0,035 ; β=0.98; As=3.91 cm²

On adopte : **(**2T10) Fil+ (2T14) chap. ; A =4.65 cm².

b. Sens transversal(x)



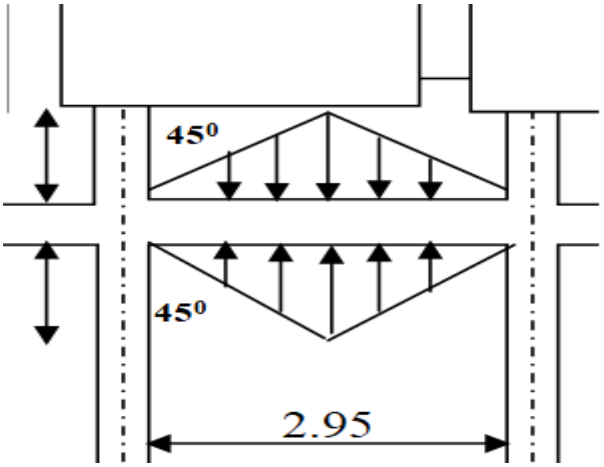


Fig.VII.6 *Répartition des charges sur les poutres*

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3}.Q.Lx_1$$

Tel que : Q =112.899KN /m²

Lx_1 = 2.95 m

Q' = 2/3x112.899x2.95 = 222.034 KN/m

$M_0 = QL^2/8$ = 241.53KN.m

b.1 Calcul du ferraillage

En travée :

$M_t = 0{,}80M_o = 193.224KN.m.$

$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = 0{,}058 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'n'existe.pas.$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}074$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}97.$

$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_S} = 7.95\ cm^2.$

5HA16 = 10.05 cm^2

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$M_a = 0{,}5M_o = 0{,}5 \times$ =120.76 KN.m

$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = 0{,}036 < \mu = 0{,}392 \rightarrow A'n'existe.pas.$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) = 0.045$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}98.$

$A_a = 4.91\ cm^2$

A=4HA14 = A =6.15 cm².

Appuis de rive:

$M_a = 0{,}2.M_0 = 0{,}2*241.53 = 48.30$ KN.m

$\mu = 0.015 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow$ (A'=0); $\alpha = 0{,}018$; $\beta = 0.187$; As=10.30 cm²

On adopte : **(**4HA16) Fil+ (2HA16) chap. ; A =12,06 cm

c. Armature de peau :

Selon le CBA la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2\ (80 - 0{,}1\ fe) = 80$ cm

Dans notre cas h_a=80 cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieur de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque coté de la nervure, elle sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm²

par mètre de longueur deparoi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section (h x b_0) = (0,80 x 0,45) m²,

on a : - Asp =3×2 (b_0+h) [cm²]

- Asp = 3×2 (0,45 +0,80) = 7,5 cm²

On adopte 4HA16 Fil ; A = 8,04cm².

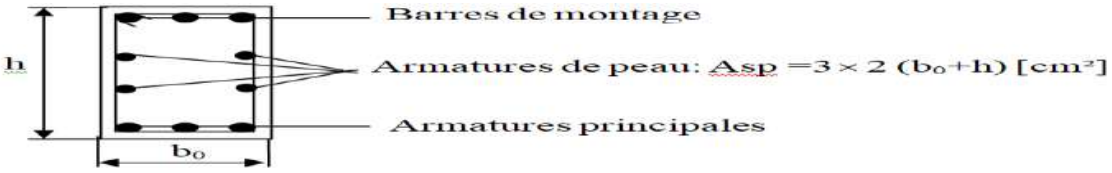


Figure VII.7 Répartition armatures dans les poutres

c.1 Contrainte de cisaillement :

$T_{max} = 287,60\ KN$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{287,60}{0,45x0,72x100} = 0,89MPa.$$

$\overline{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}\ ;4MPa) = 2,50MPa.$

$\tau_u = 0.89MPa < \overline{\tau}_u = 2,50MPa$..... ....condition vérifiée.

c.2 Armatures transversales :

Diamètre:

$\varphi_t \le \min\left(h/35\ ;\varphi_l\ ;b/10\right) = \min\left(22,86; 12; 50\right) = 12\ mm$

on prend $\varphi_t = 12\ mm$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(20,14,4) = 14,4\text{cm}$$

on prend $S_t = 15\text{cm}$.

$$S_t \le \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow fe \ge \frac{b(\tau_u - 0,3f_{t28})S_t}{0,8A_t}$$

$$fe \ge \frac{45.(0.89 - 0,3\times 2,1)15}{0,8\times 3,14} = 69.86\text{MPa}.$$

$$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \ge \max(\tau_u/2\ ;0,4\ \text{MPa}) = \max(0,44;\ 0,4\text{MPa}) = 0,44\text{MPa}$$

$$\frac{3,14x325}{45.15} = 1,51 > 0,44\ \text{MPa}.....\text{condition vérifiée.}$$

Donc on utilise des armatures, Fe325, soit 4T10, A= 3,14cm

d. calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.6m$ et d'épaisseur h=35

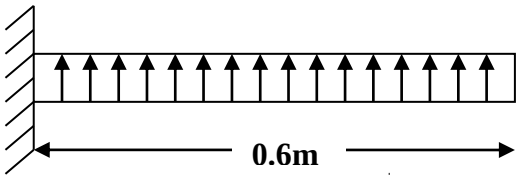


Figure VI.6 ***schéma statique de débord***

- **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S}.1 \Rightarrow M_u = \frac{58574.778}{514.863}(0.6)^2.1 = 47.94KN/m \Rightarrow M_u = 47.94KN.m$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{42840.609}{514.863}.(0.6)^2.1 = 29.95KN/m \Rightarrow M_{ser} = 29.95KN.m$$

$$\mu_u = 0,056 < \mu_{\lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,072 \ ; \quad \beta = 0,97$$

$$A_s = 4.64cm^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad \Rightarrow \quad A_r = \frac{4.64}{4} = 1.16 \quad \Rightarrow \quad A_r = 1.16cm^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 2,28cm^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferraillage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **4HA10** $\Rightarrow$ $A_s = 3,14cm^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions

Conclusion générale :

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception, dimensionnement, et d'exécution des divers ouvrages de type cité en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont étés essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

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 architecturales et les exigences sécuritaires.

Référence bibliographique

- Règlements :
  - ✓ Règles parasismiques Algériennes (RPA99 / Version 2003).
  - ✓ Règles de conception et de calcul des structures –Béton Armé CBA93.
  - ✓ Documents Techniques Réglementaire DTR B.C.2.2.

- Manuels techniques :
  - ✓ Calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGHI.
  - ✓ Conception et calcul des structure en béton armé 'HENRY THONIR'.

- Logiciel :
  - ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS 189 version 2018.
  - ✓ Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT 2010.
  - ✓ Logiciel de dessin AUTOCAD STRUCTURAL 2014.