République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université YahiaFarés Médéa

Faculté de la technologie

Département: Génie Civil

Mémoire de fin d'étude présenté Pour l'obtention

Du diplôme de Master en Génie civil

Option : Structures

Thème

Ètude D'un Batiment (RDC+5) à Usage D'habitation

Présenté par :

***** BENBRIH Imad Hocine

* DJEBBAR Youcef

Dirigé par :

M.TALAICHE Zoheir

Proposé par :

B.E.T :BEN BRIH

Promotion : juin 2017

Remerciment

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. ***Talaiche zoheir*** *pour leurs conseils et aide précieuse.*

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

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

DEDICACE

Tout d'abord, je tiens à dédier ce petit travail :

A mon « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

A mes chers parents qui ont toujours veillé sur moi et mon soutenu

Durant toute ma vie et de m'avoir encouragé à tracer mes objectifs

Mille dédie

A tout ma famille

A mon promoteur : ***Talaiche zoheir***

A tout mes amies sans exception

Surtout les classes ***de génie civil***

2017 (LMD).

ملخص:

هذا المشروع هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارضي + 5طوابق ليتم انجازها في ولاية الجزائر(بلدية الجزائر) والمصنفة ضمن المنطقة زلزالية III.
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات والاعمدة والجدران المسلحة.

قياس الابعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 2003 .

*قانون الخرسانة المسلحة 93 .

Résumé :

Ce projet est une étude d'un Bâtiment (RDC+5) qui est implanté dans la willaya D' ALGER (comune d'alger) cette région est classée dans la zone de Forte sismicité III .

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

Abstract:

This project involves studying a block of reinforced concrete (ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software.

SOMMAIRE:

CHAPITRE I

I -Présentation de l'ouvrage ……..2

I-1-Introduction :…… 2

I.2. Caractéristiques géométriques:…… 2

I.2.1. Dimensions en élévation du bâtiment:…… 2

I.2.2. Dimensions en plan du bâtiment:……2

I.2.3 Données architecturales :…… 2

I.2.4 Système de contreventement:…… …… 4

I.2.5 structure:…… ……4

I.2.5.1.plancher :…… ……4

I.2.5.2.Acrotère:…… ……4

I.2.5.3 .Maconnerie :…… ……4

I.2.5.4. Escaliers:…… ……5

I.2.5.5. Revêtements :…… ……5

I.2.5.6. Infrastructure :…… ……5

I.3. Caractéristiques des matériaux :…… ……5

I.3.1. Béton ……5

I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton: ……5

I.3.2.L'acier :…… ……8

I.3.2.1.Types d'acier :…… ……8

I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :…… ……8

I.3.2.3. Contraintes limites:…… ……8

CHAPITRE II

II. Le Pré dimensionnement : ……10
II.1- introduction: ……10
II.2- Pré dimensionnement des planchers: ……10
II.2.1- Plancher à corps creux : ……10
II.2.2 Plancher Dalle pleine : ……11
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :…… 12
II.3.1 Maçonnerie : ……12
II.3.2. Plancher terrasse : ……13
II.3.3.Plancher étage courant : ……14
II.3.4. Dalle pleine : ……15
II.4 .pré dimensionnement des poutres: ……17
II.4.1-Poutres principales: ……17
II.4.2-Poutres secondaires : ……18
II.5. pré dimensionnement des poteaux: ……19
II.5.1. Étapes de pré dimensionnement : ……19
II.5.2. Dimensions des poteaux : ……19
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf : ……20
II.5.4. Calcul de l'effort: ……20
II.5.5. la surface reprise par le poteau : ……21
II.5. 6. Descente des charges : ……22
II.5.7. L'effort normal a l'état limite ultime: ……24
II.5.8.Vérification selon le RPA99 (version 2003) : ……25
II.5.9. Vérification aux zones nodales :(RPA99v2003):……26
II.6.pré dimensionnement des voiles :……27

CHAPITRE III

III. Calcul Des éléments secondaires : ……28
III.1. Introduction : ……28
III.2. L'acrotère :……28
III.2.1.Introduction :……28
III.2.2. Principe de calcul :……28
III.2.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:……29
III.2.4. Détermination des efforts:……29
III.2.5. Calcul de ferraillage :……29
III.2.5.a. Etat Limite Ultime :……30
III.2.5.b. Vérification à l'état limite de service :……31
III.2.6. Vérification de l'effort tranchant:……34
III.2.6.a. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:……34
III.2.6.b. Vérification de l'acrotère au séisme:(RPA.99 version 2003: Art 6.2.3) :……34
III.3. Planchers à corps creux:……35
III.3.1. Calcul des poutrelles :……35
III.3.1.1. Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:……35
III.3.1.1. a.calcul de la flèche des poutrelles:……36
III.3.1.1. b.Calcul du nombre d´étaiement :……36
III.3.1.1. c.Méthode de calcul des poutrelles:……39
III.3.1.2 Calcul des charges et charges :……42
III.3.1.3.Sollicitations de calcul : ……42
III.3.1.4.Ferraillage des poutrelles :……51
III.3.1.5.Vérifications:……55
III.3.2. Ferraillage de la table de compression :……57
III.4.Calcul des escaliers:……59
III.4.1. Introduction:……59
III.4.2.Terminologie:……59
III.4.3. Dimensionnement:……60
III.4.4. Evaluation des charges et surcharges……61
III.4.5. Détermination des sollicitations:……62
III.4.6. Détermination des efforts :……63

III.4.7. Calcul du ferraillage :.....63
III.5. Calcul des dalles :.....67
III.5.1. Introduction:.....67
III.5.2. Méthode de calcul :.....67
III.5.3. Calcul des actions :.....68
III.5.4. Calcul de la dalle pleine:.....69
III.5.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine :.....71
III.5.6. Vérifications :.....71
III.6.les balcons :.....73
III.6.1. Introduction:.....73
III.6.2. Calcul des charges sollicitant le balcon :.....74
III.6.3. Dalle ropose sur 3 appuis :.....74
III.6.3.1.Principe du travail virtuel :.....75
III.6.3.2.Calcule du ferraillage :.....76
III.6.3.3.Vérification de l'espacement:.....77
III.6.3.4.Vérification de l'effort tranchant :.....77
III.6.3.5.Vérification de la flèche :.....78
III.6.4.Cas d'une dalle reposant sur 4 appuis:.....78
III.6.4.1. Principe de calcul:.....78
III.6.4.2 Vérification de l'effort tranchant:.....81
III.6.4.3. Vérification àl'E.L.S: 82
III.6.4.4. Vérification de la flèche : 83

CHAPITRE IV

IV. Etude dynamique : 84
IV.1. Introduction : 84
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :..... 84
IV.2.1.Centre de masse :..... 84
IV.2.2.Centre de torsion : 86
IV.2.3.Excentricité :..... 89
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 91
IV.3.1.Introduction :..... 91

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :..... 91
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :..... 92
IV.3.3.1. Principe :..... 96
IV.3.3.2.Modélisation : 96
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul :..... 96
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :..... 96
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :..... 97
IV.4.2.vérification de participation massique:..... 98
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :..... 99
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement:..... 100
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....101
IV.4.4.2.Moment de renversement :..... .104
IV.4.4.3.Moment stabilisant :..... 104
IV.4.5.Vérification des déplacements inter-étages :..... 105
IV.4.6.Vérification des déplacements en tête :..... 106
IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P- :.....106
IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments:.....107
IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA Version 2003 :.....109
IV.5.Conclusion :.....109

CHAPITRE V

V .Ferraillage des éléments structuraux :..... 110
V.1.Introduction : 110
V.2.Ferraillage des poutres :..... 110
V.2.1.Introduction : 110
V.2.2.aRecommandation du RPA99 : 111
V.2.2.b. armatures transversales: 111
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :..... 112

V.2.4. V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 114
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant : 115
V.2.6. Calcul des armatures transversales : 116
V.2.7.Vérification de la flèche:.....118
V.3. Calcul des poteaux : 123
V.3.1. Introduction :..... 123
V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003 : 123
V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 123
V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme : 124
V.3.5. Détermination des sections d'acier: 124
V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service : 125
V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant: 127
V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99: 128
V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) : 130
V.4.Ferraillage des voiles :.....132
V.4.1.Introduction :.....132
V.4.2. Les voiles pleins :. 133
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :.....133
V.4.3.1. Les trumeaux :.....133
V.4.3.2. Les linteaux :.....133
V.4.4. Méthode de calcul :.....133
V.4.4.1. Recommandations des règlements :.....133
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) :.....135
V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :.....136
V.4.5.1.Armatures verticales:.....136
V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux:.....138
V.4.5.3. Armatures transversales:.....139
V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture:.....139
V.4.6.1.les trumeaux:.....139
V.4.6.2. Linteaux:.....141

CHAPITRE VI

VI Etude de L'infrastructure : 147
VI.1. Introduction : 147
VI.2. Reconnaissance du sol: 147
VI.2.1. La profondeur d'ancrage:..... 147
VI.2.2. Stabilité du site:..... 147
VI.2.3. Recommandations: 147
VI.3. Efforts transmis par les fondations: 147
VI.4. Calcul des fondations: 148
VI.4.1. Semelles isolées: 148
VI.4.2. Semelles filantes : 152
VI.4.3. Semelles filantes sous voile :..... 155
VI.4.4. Semelles filantes sous poteaux : 158
VI.5 La poutre de libage :..... 160
VI.5.1 Détermination de la hauteur :..... 160
VI.5.2 calcule le ferraillage : 161
VI.5.3 Vérification des contraints à l'ELS : 162
VI.5.4.Armatures de peau: 163
VI.5.5 Vérification de l'effort de tranchant : 163
VI.5.6 Armatures transversales 163
VI.5.7 Vérification de la flèche de la poutre :..... 164
VI.6.Ferraillage des longrines : 165
VI.6.1. Introduction : 165
VI.6.2. Pré dimensionnement :..... 165
VI.6.3. Sollicitations: 165
VI.6.4. Ferraillage :..... 165
VI.6.5.Calcul des armatures transversales : 166
Conclusion .....

LISTE DES TABLEAUX:

TableauI I.1 caractéristiques mecanique des aciers....8
Tableau II 1 : Charges permanentes du mur intérieur....12
Tableau II 2 Charges permanentes du mur éxterieur....12
Tableau II 3 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible(Corps creux)....13
Tableau II 4 Charges permanentes du plancher étage courant(Corps creux).....14
Tableau II 5 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine). 15
Tableau II 6 Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine). 16
Tableau II 7 prédimensionnement des poteaux....19
Tableau II 8 calcul deN....21
Tableau II 9 Détermination des Charge permanente.....23
Tableau II 10 Détermination des surcharge d'exploitation....24
Tableau II 11 . Calcul de Nultime....25
Tableau II 12 vérification aux zones nodales des poteaux....26
Tableau II 13 prédimonsionnement des voiles....27
Tableau III 1 Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère....29
Tableau III 2 les efforts sur l'acrotère....29
Tableau III 3 Dimensions et caractéristiques des matériaux....30
Tableau III 4 Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles....35
Tableau III 5 Methode de caquot. 41
Tableau III 6 charge et surcharges des poutrelles aux E.L.Uet E.L.S....42
TableauIII7Momentseteffortstranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU....43
TableauIII8 Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS....43
TableauIII9Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU....44
Tableau III 10 Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS....45
TableauIII 11 Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU....46
Tableau III 12 Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS....47
TableauIII13 Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU....48
Tableau III 14 Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS....49
TableauIII15Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU....49
Tableau III 16 Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS....50
Tableau III 17 calcule des armatures....52
Tableau III 18 Vérification des armatures....53
Tableau III 19 ferraillage longitidinaux....54
Tableau III 20 Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles....55
Tableau III 21 Vérification détaillée de la flèche des poutrelles....57
Tableau III 22 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier....61
Tableau III 23 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier....62
Tableau III 24 Combinaison des charges de l'escalier....62
Tableau III 25 Détermination des efforts. 63
Tableau III 26 Détermination des moments en travé et en appuis....63

Tableau III 27 Les donnés de calcule de ferraillage 63
Tableau III 28 Calcul des sections d'acier de l'escalier 64
Tableau III 29 Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S. 65
Tableau.III.30. Valeur de la flèche..... 67
Tableau.III.31.évaluationdela flèche.....*67*
Tableau.III.32.Les actions sur la dalle.....68
Tableau.III.33.Les données.de calcule de ferraillage.....71
Tableau.III.34. Ferraillage de la dalle pleine.....71
Tableau.III.35. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....73
Tableau.III.36. combinaison de charge.....74
Tableau III.37.Travail externe.....75
Tableau III.38.Travail interne.....75
Tableau III.39 : calcule du ferraillage a l'ELU.....76
Tableau III.40 : Vérification des contraintes a l'ELS.....77
Tableau III-41 : Les données de calcule de ferraillage.....80
Tableau III-42 : Calcul des sections d'acier de la dalle.....81
Tableau III-43 : Calcul de Mser.....82
Tableau III-44 : Vérification à l'ELS.....82
Tableau.III.45.les donnés de calcule de la flèche.....83
Tableau.III.46.évaluation de la fléche.....83
Tableau IV 1 Calcul de centre de masse.....86
Tableau IV 2 Calcul du centre de torsion.....89
Tableau IV 3 Calcul de l'excentricité statique.....90
Tableau.IV.4. Calcul d'excentricité.....91

Tableau IV 5 Coefficient d'accélération de zone A.....92

Tableau IV 6 Vérification de coefficient de comportement R sens (X).....93

Tableau IV 7 Vérification de coefficient de comportement R sens (X) en pourcentages..... 93
Tableau IV 8 Vérification de coefficient de comportement R sens (Y)..... 94
Tableau IV 9 Vérification de coefficient de comportement R sens (Y) en pourcentages..... 94
Tableau IV 10 détermination du facteur de qualité Q 95
Tableau IV 11 . Le comportement des trois premiers modes 98
Tableau IV 12 Coefficient de participation massique..... 98
Tableau IV 13les donnés de calcule.....100

Tableau IV 14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....100

Tableau IV 15 Forces sismiques selon la hauteur suivant X 102
Tableau IV 16 Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 103
Tableau IV 17 Calcul du moment de renversement..... 104
Tableau IV 18 Calcul du moment stabilisant 104
Tableau IV 19 Vérification de stabilisation..... 104
Tableau IV 20 Vérification des déplacements inter-étage sens X 105
Tableau IV 21 Vérification des déplacements inter-étage sens Y 105
Tableau IV 22 Vérification des déplacements en tête..... 106

Tableau IV 23 Vérification l'effet P-$\underline{\Delta}$ sens X 107
Tableau. IV 24 Vérification l'effet P-$\underline{\Delta}$ sens Y.....117
Tableau.IV 25 Vérification de cisaillement des poutres.....108
Tableau.IV 26 Vérification de cisaillement des poteaux 108
Tableau.IV 27 Vérification de l'effort normal réduit à la base.....109
Tableau.V 1 Les données de calcul 110
Tableau.V 2 ferraillage longitudinale des poutres principales 111
Tableau.V 3 ferraillage longitudinale des poutres secondaires 112
Tableau.V 4 Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales. 112
Tableau.V 5 Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires 113
Tableau.V 6 Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA 114
Tableau.V 7 Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA. 114
Tableau.V 8 . Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA 115
Tableau.V 9 Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA..... 115
Tableau.V 10 loi de la contrainte..... 116
Tableau.V 11 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales. 116
Tableau.V 12 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 116
Tableau.V13Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales ..... .117
Tableau.V 14 Calculdes armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires 118
Tableau.V 15 Vérification de la flèche des poutres.....118
Tableau.V 16 Les Armatures longitudinaux des poteaux 125
Tableau.V 17 Valeurs des contraintes à l'E.L.S 126
Tableau.V 18 Valeurs des contraintes limites de cisaillement 128
Tableau.V 19 Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés 129
Tableau.V 20 Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux 130
Tableau.V 21 Les données de calcul.....136
Tableau.V 22 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins 137
Tableau.V 23 vérification des armateurs verticaux a l'ELS.....138
Tableau.V 24 Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins..... 138
Tableau.V 25 Vérification des armatures.....139
Tableau.V 26 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux.....140
Tableau.V 27 Vérification des armatures a l'ELS des trumeaux. 140
Tableau.V 28 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux..... 141
Tableau .V.29 : Vérification des contraintes.....141
Tableau .V.30 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.....145
Tableau .V.31: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux.....146
Tableau.VI.1 .demenssion de Semelles isolés 150
Tableau.VI.2 vérification de chauvauchement 151
Tableau.VI.3 Vérification de la stabilité au renversement.....151
TableauVI.4:Calculedeferraillage à L'ELU des semelles isolées Sous poteau carré.....152
TableauVI.5Dimensionnementdessemellesfilantessousvoiles.....155
Tableau.VI. 6 Ferraillage des semelles filantes sous voiles.....156

Tableau.VI.7 . Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles 156
Tableau.VI.8 Vérification de la stabilité au renversement. 157
Tableau.VI.9 . Dimensionnement des semelles sous poteaux 159
Tableau.VI.10 Ferraillage des semelles filantes sous poteaux 159
Tableau.VI.11 Vérification des longueurs de scellement. 160
Tableau.VI.12 Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux..160
Tableau.VI.13 Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux. 161
Tableau.VI14 Détermination des valeurs de q à ELU et ELS..... 161
Tableau.VI.15 Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage..... 162
Tableau.VI.16 Vérification des contraints à L'ELS 163
Tableau.VI.17 Vérification de l'effort de tranchant 163
Tableau.VI.18Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement 164
Tableau.VI.19 Vérification de la flèche pour la poutre de libage..... 165
Tableau.VI.20 calcule de ferraillage 166
Tableau.VI.21 vérification A ELS. 167
Tableau.VI.20calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines 167

LISTE DES FIGURES:

Figure I. 1 plan de façade principale.....2
Figure I. 2 plan d'étage courant.....3
Figure I.3 : plan de terrasse.....3
Figure I. 4 coupe A-A.....4
Figure I 5 Diagramme contrainte déformation du béton.....7
Figure I 6 Diagrammerectangulairecontrainte-déformation du béton.....7
Figure.I 7 Diagrammecontraintedéformationdel'acier.....8
Figure.II 1 Plancher a corps creux.....11
Figure.II2Dimensionsducorpscreux.....11
Figure.II 3 Mur double cloison.....13
Figure.II 4 Mur simple cloison.....13
Figure.II 5 Constituant d'un plancher terrasse..... 14
Figure.II 6 Constituant d'un plancher étage courant..... 15
Figure.II 7 composants d'une dalle de la terrasse.....16
Figure.II8Composantsd'unedalle de l'étage.....17
Figure.II 9 Repésentation de la section réduite du poteau.....20
Figure. II 10 : Représentation du poteau le plus sollicité 21
Figure.II11 Zonesnodales..... 26
Figure. II 12 Coupe de voile en plan (gauche) Voile 27
Figure III 1 L'acrotère..... 28
Figure III 2 ferraillage de L'acrotère 35
Figure III 3 Schéma statique de la poutrelle..... 36
Figure III 4 Travée avec un seul étaiement au milieu 37
Figure III 5 Travée avec deux étaiements espacés de 1,4m. 38
Figure III 6 Travée avec trios étaiements espacés de 1,05m..... 38
Figure III 7 Les moments en travées et en appuis de méthode 40
FigureIII 8 DIAGRAMME Moments et efforts tranchantsen appuis et en travées des poutrelles àl'ELU..
.....43
FigureIII9Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.....44
Figure III 10 Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....45
Figure III 11 Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 46
Figure III 12 Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....47
Figure III 13 Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. 47
Figure III 14 Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....48
Figure III 15 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS 49
Figure III 16 Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....50
Figure III 17 Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS 51
Figure III 18 Section de béton des poutrelles..... 51
Figure III 19 Ferraillage des poutrelles 57
Figure III 20 Disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression.....58
Figure III 21 Vue et en plan de l'escalier 59

Figure.III 22 modélisation de 2eme volée……60
FigureIII23La rupture de la dalle……69
Figure.III.24.Le déplacement des zones de ruptures de la dalle……69
Figure .III-25 : ligne de rupture de la dalle pleine……74
Figure.III-26 Les lignes derupture……79
Figure .IV 1 Vue de la structure en 3D..... 85
Figure .IV 2 Disposition des voiles..... 85
Figure .IV 3 Type de poteau..... 87
Figure .IV 4 Voile plein..... 88
Figure .IV 5 Voile avec une seule ouverture..... 89
Figure .IV 6 Spectres de réponse..... 96
Figure .IV 7 Le comportement des trois premiers modes..... 97
Figure .IV 8 Les forces agissent sur la stabilité au renversement 101
Figure .IV 9 Distribution des forces sismiques 102
Figure .IV 10 Concentration des forces sismiques aux étages suivant X..... 102
Figure .IV 11 Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 103
Figure .IV 12 déplacements en tête 106
Figure.V1Dispositiondes armatures pour les poutres……113
Figure.V 2 Ferraillage poutre principale terrasse rive..... 119
Figure.V3Ferraillage poutre principale terrasse intermediaire ……119
Figure.V 4 Ferraillage poutre principale étage courant rive 120
Figure.V 5 Ferraillage poutre principale étage courant intermediaire 120
Figure.V 6 Ferraillage poutre secondaire terrasse rive 121
Figure.V 7 Ferraillage poutre secondaire terrasse intermediaire 121
Figure.V 8 Ferraillage poutre secondaire étage courant rive..... 122
Figure.V 9 Ferraillage poutre secondaire étage courant intermediaire..... 122
Figure.V 10 Disposition des armatures dans les poteaux 130
Figure.V 11 Ferraillage poteaux 40x40..... 131
Figure.V 12 Ferraillage poteaux 35x35..... 131
Figure.V 13 Ferraillage poteaux 30x30..... 132
Figure.V 14 Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 136
Figure.V.15 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……143
FigureV.16 : Armatures du linteau selon le RPA 99……143
Figure.VI 1 Semelle isolée sous poteau..... 149
Figure.VI 2 Disposition des Semelles isolée sous poteau..... 149
Figure.VI 3 Les bulles de pression 150
Figure.VI 4 Présentation des Armatures de la semelle 154
Figure.VI 5 Désposition des Semelles filantes sous voiles et poteau..... 155
Figure.VI 6 Schéma d'une semelle filante sous voile. 157
Figure.VI 7 Schémas d'une Semelle filante sous poteaux..... 158
Figure.VI8 Ferraillagedelalongrine……167

LISTE DES Symboles:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
$\sum$: sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

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

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction générale

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

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

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

L'étude sera menée sur un Btaiment R+5 implanté en zone de sismicité forte (zone III), le bâtiment a une ossature contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

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

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en **(RDC+5)** en béton armé, à usage d'habitation.

Le projet est implanté à la comune D'**ALGER**. Zone sismique élevée **(III)**, selon la nouvelle classification et conformément au Règlement Parasismique Algérien RPA 99 Version 2003.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- La hauteur de rez - de -chausser…….. 3.06 m.
- La hauteur de l'étage courant ……..….3.06 m.
- La hauteur totale du bâtiment est de ...18.36 m son acrotère.

I.2.2. Dimension en plan :

- longueur totale de bâtiment : 18.85 m.
- largeur totale du bâtiment : 21.70 m.

I.2.3. Données architecturales :

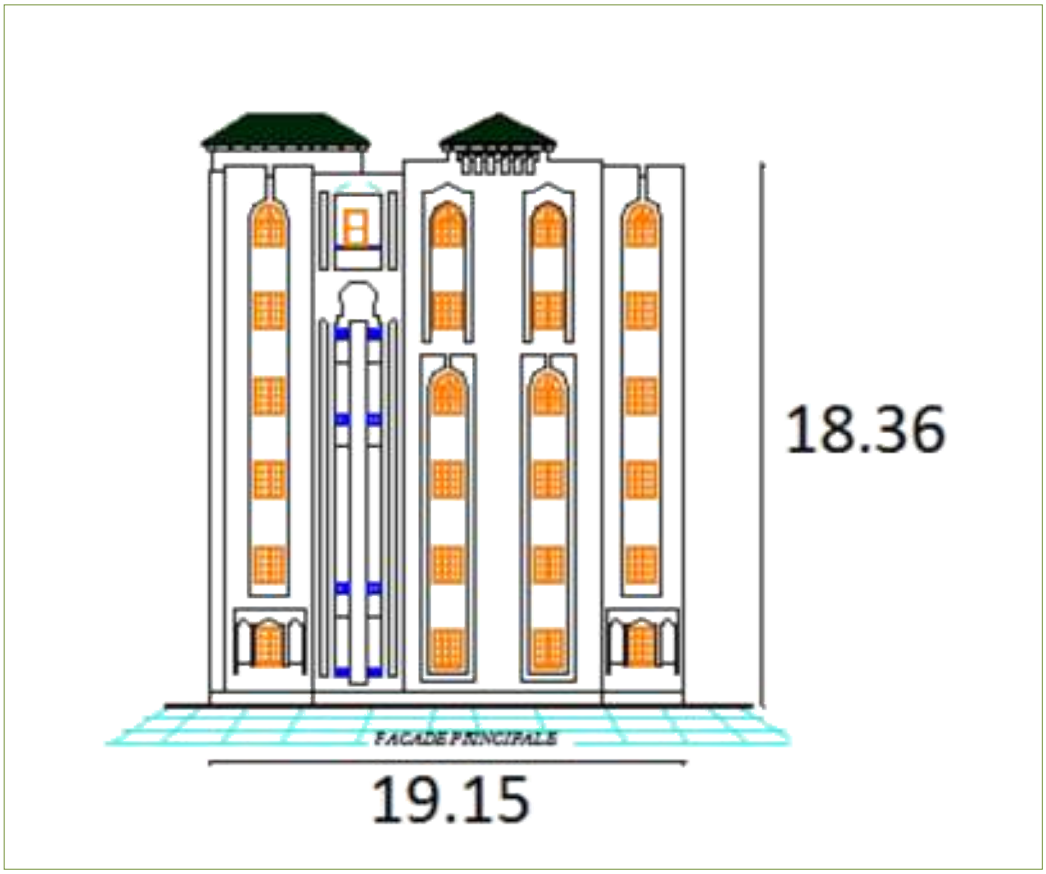


Figure.I.1. Façade principale.



Figure.I.2. Plan d'étages courant

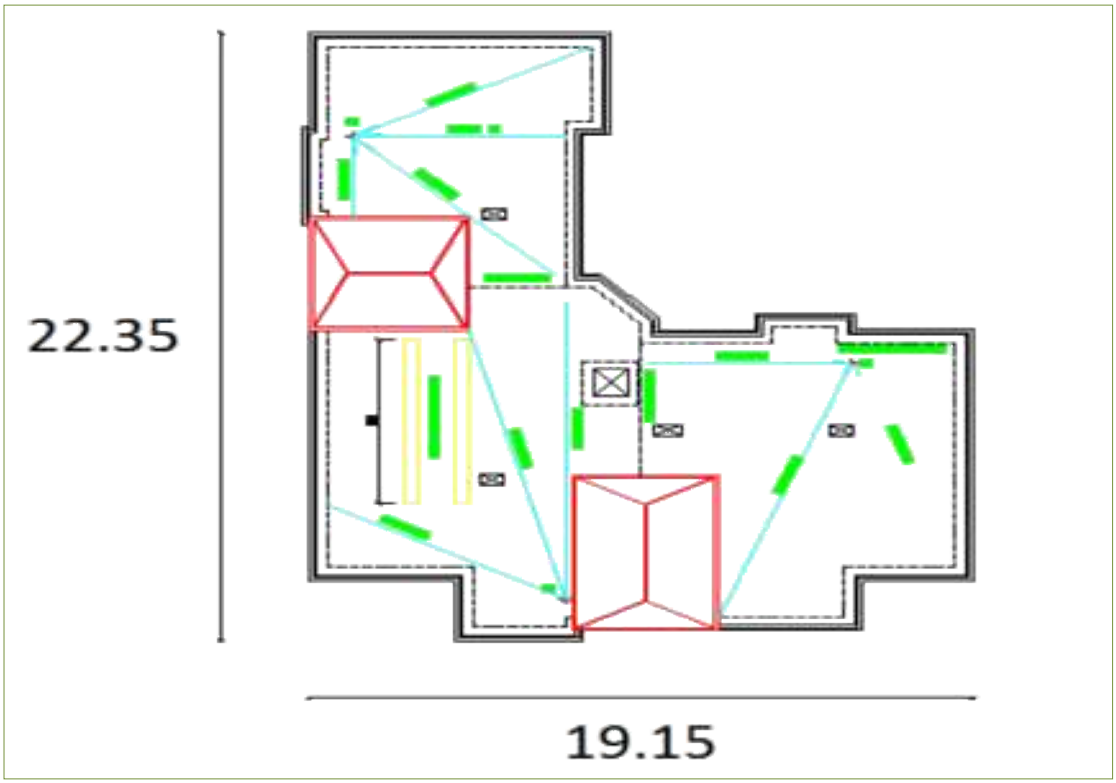


Figure.I.3. Plan de la Terrasse.

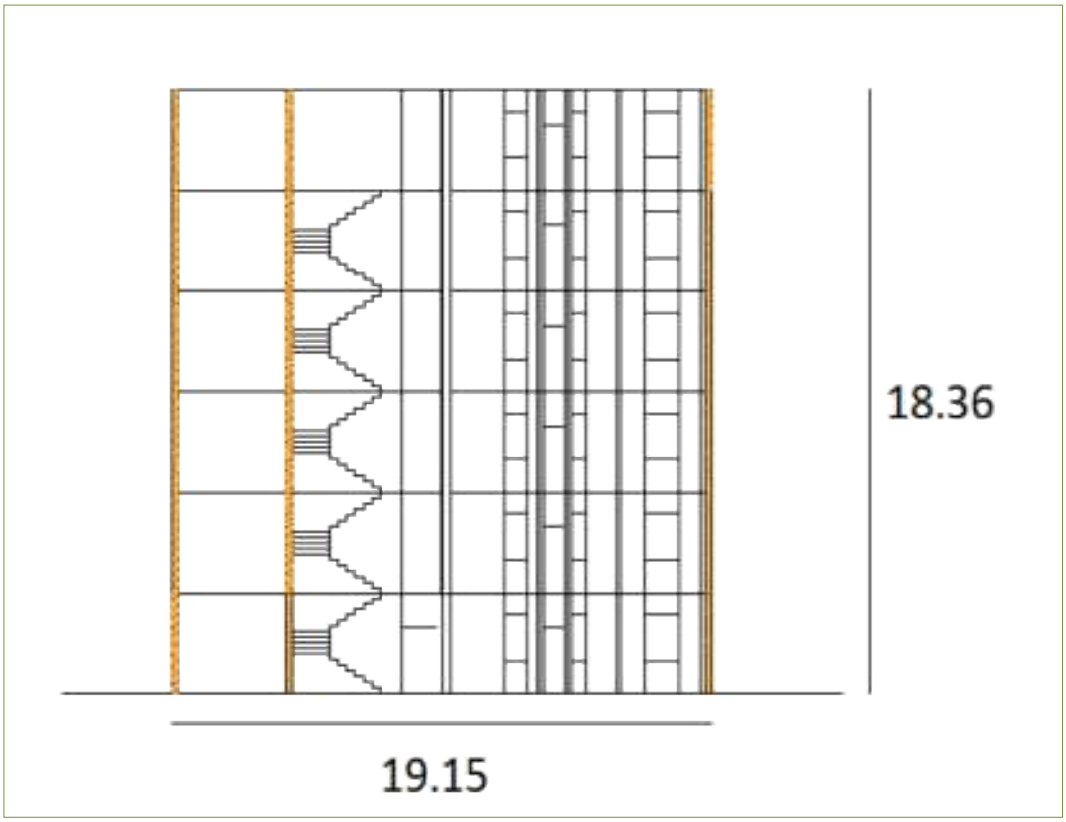


Figure.I.4. Coupe A-A.

I.2.4.Système de contreventement :

Notre bâtiment à une hauteur supérieure à 17 m, dans la zone III donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de prévoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs béton armé.

I.2.5. Structure :

Notre bâtiment est constitué par un Système de contreventement constitué par des voiles porteurs béton armé.

I.2.5. 1.Planchers :

Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. On à deux (02) types de planchers :

- ***a.*** Plancher à corps creux.
- ***b.*** Planches à dalle pleine.

I.2.5. 2.Acrotère :

Au niveau du plancher terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

I.2.5. 3.Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

-Les murs Extérieurs : ils sont constitués de double cloison de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

-Les murs Intérieurs : constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5. 4.Escaliers :

On a un seul type d'escalier composé de (03) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

I.2.5. 5.Revêtements :

Le revêtement est constitué de :

-Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
-Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
-Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
-Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage de la façade extérieure.

I.2.5.6.Infrastructure :

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol (avec la contrainte de sol est de sol **σ = 1.5 bars** et un ancrage de **D=2 m).**

I.3.Caractéristiques des matériaux :

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

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton dosé a 350Kg/m3avec un ciment CPJ-CEMII42.5 donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à fc28=25 MPa. et une résistance à la traction ft28=2.1MPa

I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression « fc_j » :

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).
Pour les bétons d'un âge j ≤ 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :(Selon CBA 93 article A.2.1.1.1 page 05).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ Si} f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ Si } \quad f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 60 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Dans notre étudefc_{28} égale à 25 MPA.
Avec :

-f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
-f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :

La résistance caractéristique à la traction du béton à''j'' jours désignée par ftjest déduite de celle à la compression par la relation suivante :(Selon CBA 93 article A.2.1.1.2 page 06).

f_{tj}= 0.6+0.06 f_{cj} (f_{t28}**=2.1MPA**) D'où f_{tj} etf_{cj} en MPA.

3. 3.Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de déformation transversal Gest donnée par la formule suivante :

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

E : Module de déformation longitudinale.

υ : *coefficient de poisson* $\begin{cases} 0{,}2 \text{ à l'ELS.} \\ 0 \text{ à l'ELU.} \end{cases}$

4. Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation **E_{ij}** du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :

$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{I28}=32164.195 MPa.(Selon CBA 93 article A.2.1.2.1 page 07).

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{V28}= 10721.40 MPa.(Selon CBA 93 article A.2.1.2.2 page 07).

E_{ij}, f_{cj} en MPa.

5. Contraintes limites :

5.1. Contrainte de cisaillement :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0.1f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2.5 MPa.

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0.13f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3.25 MPa.

5.2. Contrainte de déformation :

- ***Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :***

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

$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \cdot fc_{28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

γ_b : *coefficient de sécurité* $\begin{cases} 1{,}5 \text{ situation durable.} \\ 1{,}15 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

➢ ***Contraint limite à l'ELS :***

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0.6.fc_{28} (\sigma_{bc} = 15MPa)$

5.3. Diagramme contrainte- déformation ($\sigma = f_{(\xi)}$) :

➢ ***Diagramme Parabole – Rectangle :***

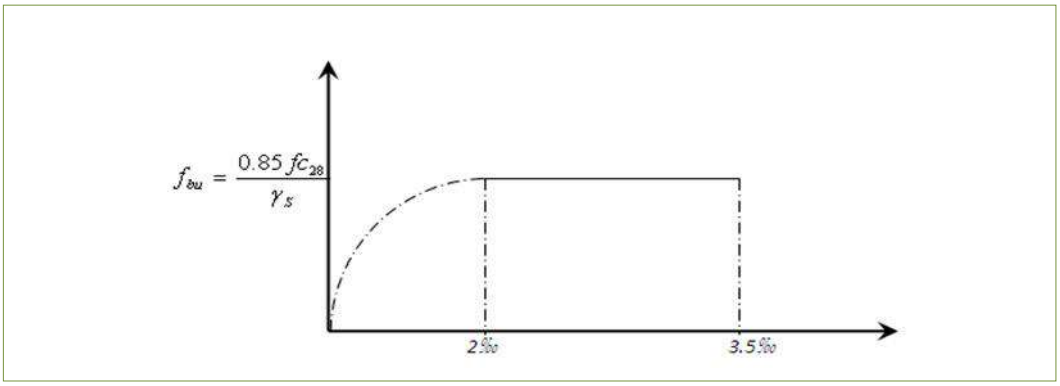


Figure.I.5. Diagramme contrainte- déformation du béton.

Avec :

-σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

-fc_j : Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.

-f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3.5‰$

-γ_b : Coefficient de sécurité.

-ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

➢ ***Diagramme Rectangulaire :***

-Cas d'emploi *:*

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par la **figure .I.2.**

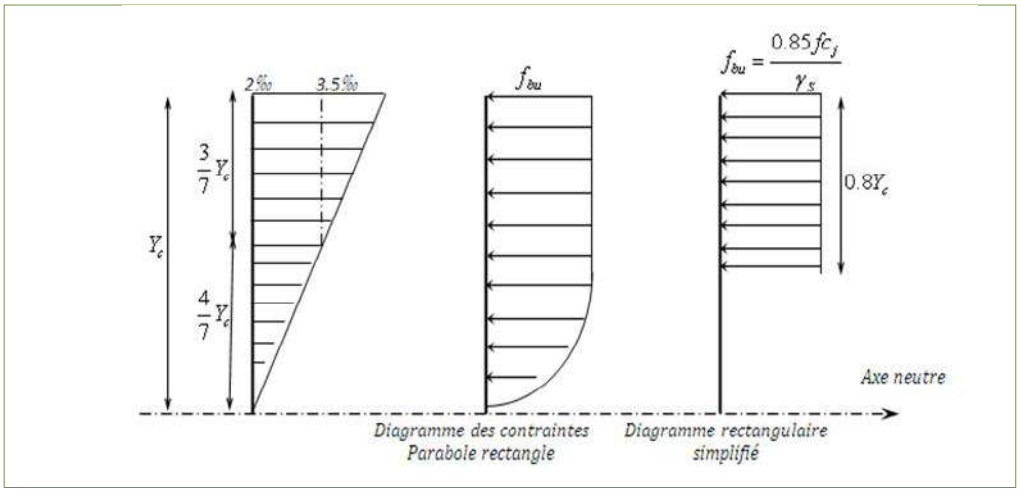


Figure.I.6. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.3.2. L'acier :

I.3.2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé pour l'amélioration de résistance de béton, Les aciers utilisés asont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.I.1. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	*Nuances*	*Fe (MPA)*	*Diamètre (mm)*	*Utilisation*
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s=2.10^5$MPa

I.3.2.3. Contraintes limites :

➢ **Etat limite ultime (ELU) :**

- ***Diagramme contraintes- déformations :***

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

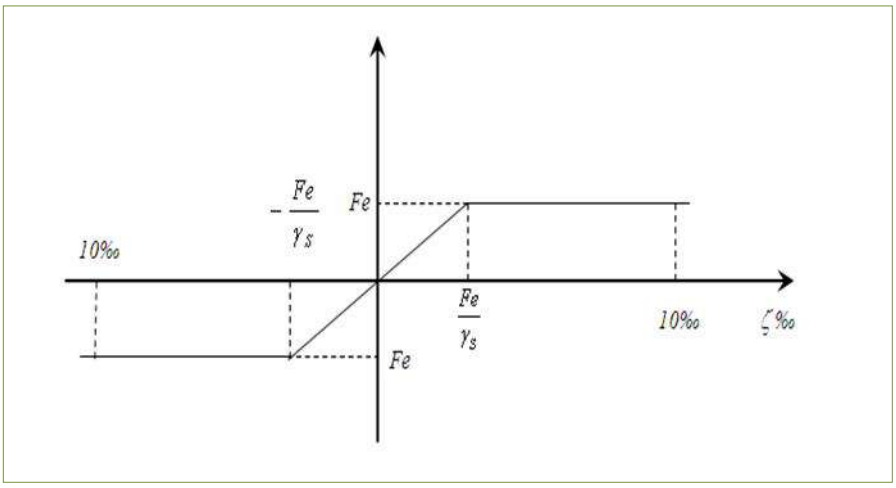


Figure.I.7. Diagramme contrainte –déformation de l'acier.

Avec :

- $\overline{\sigma_s} = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;
- σ_S : contrainte de l'acier ;
- γ_s : *coefficien t de sécurité* $\begin{cases} 1{,}15 \text{ situation durable.} \\ 1{,}00 \text{ situation accidentel le.} \end{cases}$

➢ **Etat limite de service (ELS) :**

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

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} 1{,}00 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés .} \\ 1{,}60 \text{ pourles armatures à haute adhérance.} \end{cases}$

Chapitre II

Predimonsionnement

II.1.Introduction :

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

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible limitant les étages et recevant les différentes charges et assurer l'isolation thermique et phonique entre les niveaux et donne une sécurité suffisante contre l'incendie. Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25} \quad \text{Avec} \quad h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

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

L =4,20 m

$$\frac{390}{20} \geq h_t \geq \frac{390}{25} \rightarrow 19.5cm \geq h_t \geq 15.6cm$$

On adopte ht = cm

avec : ht = (d + e).

On choisit d = 4 cm (hauteur de corps creux)

et e = 16 cm (épaisseur de la dalle de compression). **(Selon le CBA93 ARTICLE B 7.2.2**).

Donc : ***ht=20 cm.***

- **Condition d'isolation acoustique :**

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

Hmin ≥ 16 cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

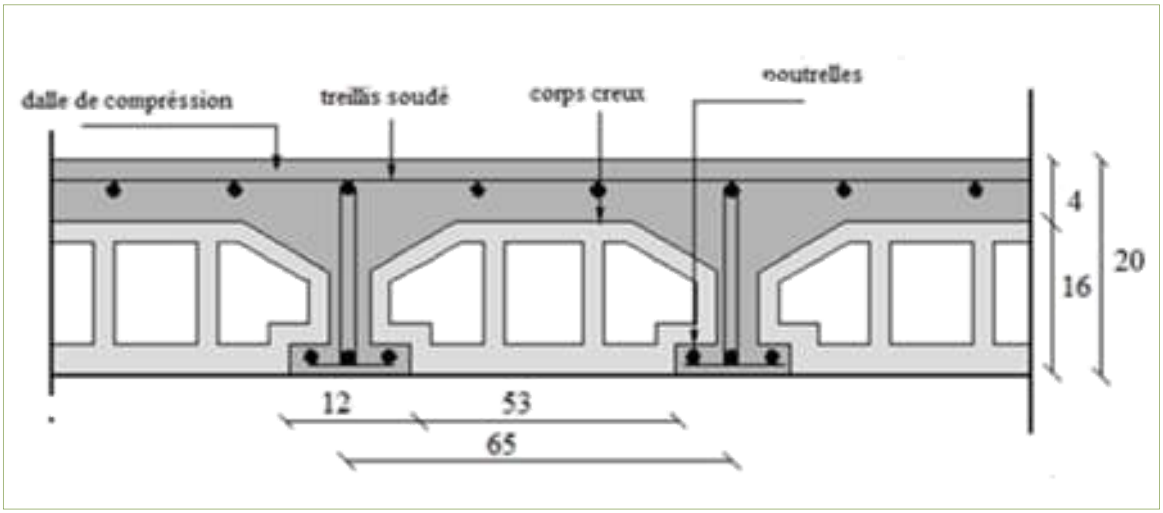


Figure.II.1.Schéma du plancher corps creux

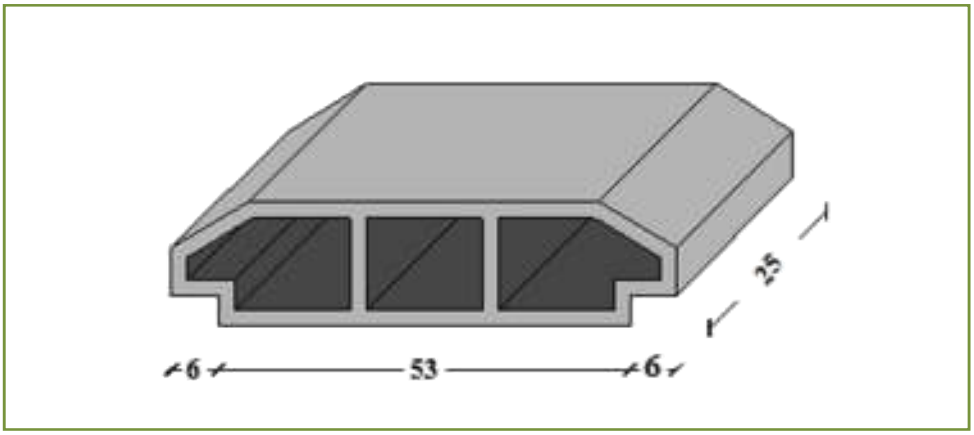


Figure.II.2.Dimensions du corps creux

II.2.2.plancher dalle pleine :

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

- **Critère de résistance :**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée entre nue d'appuis

$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$; L =315cm → 7cm ≤ ep ≤7.875cm

- **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 =17,5 cm : pour quatre heures de coup de feu.

- **Critère d'isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

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

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur.

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

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau.II.2.charge permanente du mur extérieur.

N°	*composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36
2	*Brique creuse*	0.10	9	0.90
3	*Lame d'aire*	0.05	-	-
4	*Brique creuse*	0.10	9	0.90
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36
			Total	2.52



Figure.II.3. Mur double cloison



Figure.II.4. Mur simple cloison

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	*Gravillon roulé*	0.04	20	1
2	*Étanchéité multicouche*	0.02	6	0.12
3	*Papier kraft*	-	-	0.05
4	*Forme de pente*	0.10	22	2.2
5	*Plaque de liège*	0.04	4	0.16
6	*Pare vapeur*	0.01	6	0.06
7	*Film polyane*	-	-	0.01
8	*Plancher corps creux*	0.16+0.04	-	2.80
9	*Enduit en ciment*	0.02	0.18	0.36
		Total		6.76

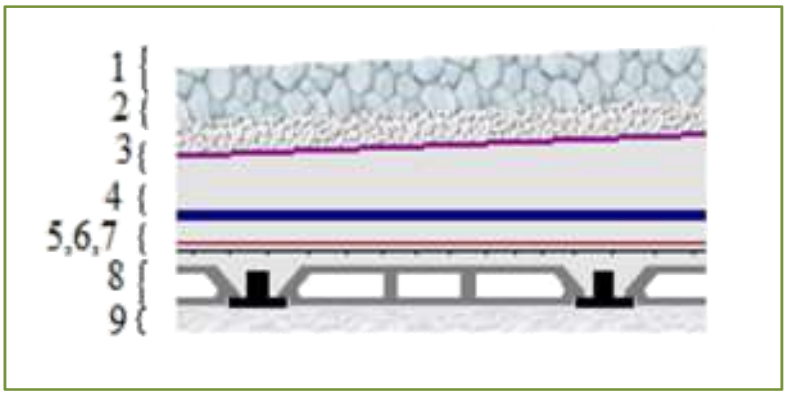


Figure.II.5.Constituant d'un plancher terrase

II.3.2.b. charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m²

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant.

N°	*Désignation*	*Ep (m)*	*Poids volumique (KN/m3)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	***Carrelage***	0.02	22	0.44
2	***Mortier de pose***	0.02	8	0.40
3	***Lit de sable***	0.03	27	0.54
4	***Cloison simple***	0.10	-	1.62
5	***Plancher en corps creux (16 + 4)***	0.20	-	2.80
6	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36
		Total		G = 6.16

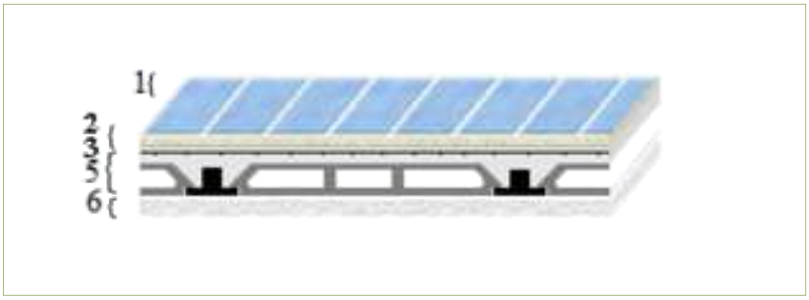


Figure.II.6. Constituant d'un plancher étage courant.

.

II.3.3.b.charges d'exploitation :

Etage courant: Q = 1.5KN/m².

II.3.4.Dalle pleine :

II .3.4.a.Dalle de la terrasse :

- **Charges permanentes :**

Tableau.II.5. Charge permanente due à la dalle de la terrasse.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m3)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
1	*Gravillon roulé (8/15)*	0.05	18	1
2	*Étanchéité*	0.02	6	0.12
3	*Papier Kraft*	-	-	0.05
4	*Forme de pente*	0.10	22	2.2
5	*Film polyane*	-	-	0.01
6	*Liège (isolant)*	0.04	4	0.16
7	*Pare vapeur*	0.01	6	0.04
8	*Dalle pleine*	0.15	25	3.75
9	*Enduit en ciment*	0.02	0.18	0.36
		Total		G = 7.69

- **charges d'exploitation** :

  Q = 1 KN/m².



Figure.II.7. Composants d'une dalle de la terrasse.

II.3.4.b. dalle de l'étage :

- **Charges permanentes :**

Tableau.II.6. Charge permanente due à la dalle d'étage.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	*Carrelage*	0.02	22	0.44
2	*Mortier de pose*	0.02	8	0.40
3	*Lit de sable*	0.03	27	0.54
4	*Dalle pleine*	0.15	25	3.75
5	*Enduit en ciment*	0.02	0.18	0.36
6	*Cloison simple*	0.10	-	1.62
		Total		G = 7.11

- **charges d'exploitation :**

Q =1,5 KN/m².



Figure.II.8. Composants d'une dalle de l'étage

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.
Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

D'ou :

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

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

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (Art.7.5.1 : RPA 99 VERSION 2003).

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

II.4.1. Les poutres principales :

- **Conditions de la résistance :**

L_{max} =4.80 m ⟶ 32 cm ≤ h ≤ 48 cm.

12.00 cm ≤ b ≤ 28.00 cm.

Pour la portée de L = 4.80m : on adopte : h = 40cm, b = 30 cm

➢ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 40 cm > 30cm. (c.v)
- b = 30 cm >20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1,33 < 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30cm \leq 1,5 \times 40 + 30 = 90cm$ (c.v)

➢ **Condition de la rigidité :**

$\frac{h}{L} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0,062$ (c.v)

Donc on prend : **(b × h) = (30 ×40) cm².**

II.4.2. Les poutres secondaires :

➢ **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 3.9 m ⟶ 26 cm ≤ h ≤ 39 cm

10.50cm ≤ b ≤ 24.50 cm

Pour la portée de L = 3.9m : on adopte : h = 35cm, b = 30 cm.

➢ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 35 cm>30cm. (c.v)
- b = 30 cm > 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1,17 < 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30 \text{ cm} \leq 1,5 \times 35 + 30 = 82,5 \text{ cm}$ (c.v)

➢ **Condition de la rigidité :**

$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0,062$ (c.v)

Donc on prend **: (b x h) = (30 x 35) cm².**

II.5. pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.
On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient :(Nu=1,1Nu).

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du (Art.7.4.1 : RPA 99 VERSION 2003)

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 30cm$: *zone III*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		*5ème*	*4ème*	*3ème*	*2ème*	*1er*	*RDC*
Dimension des poteaux	**h (cm)**	30	30	35	35	40	40
	b (cm)	30	30	35	35	40	40

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

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :
0,7 × L0 : si le poteau est à ses extrémités :

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

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

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : f_{c28}=25Mpa ; γ_b=1,5 ; γ_s=1,15 ; f_e 400

A_s : section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle
Un centimètre sur toute sa périphérie ; Br = (b-2cm) × (h-2cm).
α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section rectangulaire)}$$

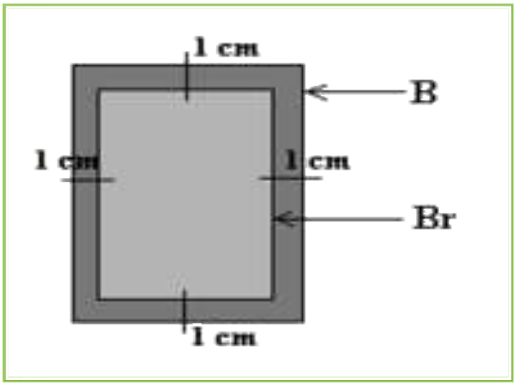


Figure.II.9.Repésentatio de la section réduite du poteau

Tableau.II.8. Calcul de $\bar{N}$.

	dimension	*Br (mm²)*	*L_0(m)*	λ	α	*As (mm²)*	*$\bar{N}$ (kN)*
Le 5ème étage	30x30	78400	3.06	21.50	0.79	90	1172,21
Le 4éme étage	30x30	78400	3.06	21.50	0.79	90	1172,21
le 3éme étage	35x35	108900	3.06	18.43	0.81	122,5	1658,43
le 2éme étage	35x35	108900	3.06	18.43	0.81	122,5	1658,43
le 1éme étage	40x40	144400	3.06	16.13	0.82	160	2225,8
RDC	40x40	144400	3.06	16.13	0.82	160	2225,8

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

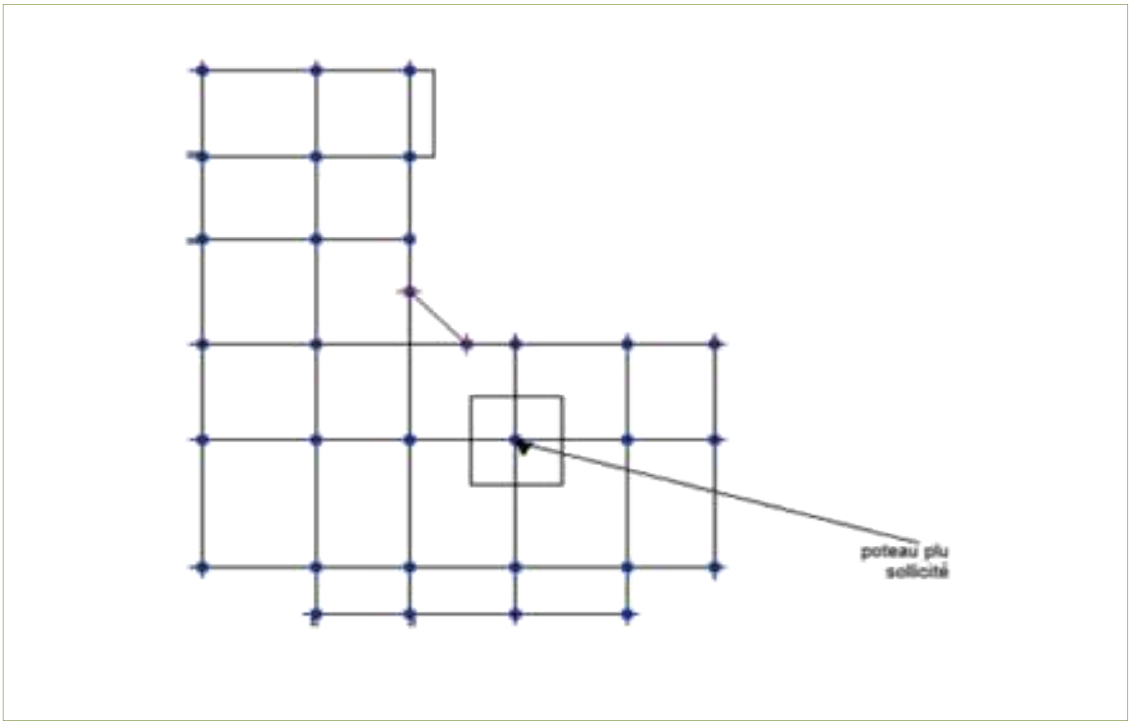


Figure.II.10. Représentation du poteau le plus sollicité.

On a :

- La surface Complete du plancher :

St1= (4.15/2+3.90/2) × (5.10/2+3.80/2) = 17.91m2

S_{t2}= (3.80/2+4.20/2) × (4.20/2+3.40/2) = 15.20m^2

nous avons choisis la grande surface

- La surface du plancher seulement :

S_{P1}= ((4.15/2+3.90/2)-0.3) × ((5.10/2+3.80/2)-0.3) = 15.45 m2

Donc finalement on a **S_t = 17.91 m²** et **S_P =15.45 m²**

II.5.6.Descente des charges :

II.5.6.a.Détermination des Charge permanente :

1--5^{éme} étage G_7= $G_{plancher\ t}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}

1--4eme étage G_6= $G_{plancher\ c}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_7

2--3eme étage G_5= $G_{plancher\ c}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_6

3--2eme étage G_4= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_5

3--1er étage G_3= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_4

3--RDC G_2= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_3

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

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

$G_{(poteau)}$= b×h×he× poids volumique du béton armé

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

Tableau.II.9. détermination des charges permanentes.

	S_{poteau} (cm^2)	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	$G_{poutre\ p}$ (KN)	$G_{poutre\ s}$ (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumules}$ (KN)
le 5eme étage	900	104.44	5.99	15.30	11.03	136.76	136.76
le 4eme étage	900	95.17	5.99	15.30	11.03	127.49	264.25
le 3eme étage	1225	95.17	8.15	15.30	11.03	129.65	393.90
le 2eme étage	1225	95.17	8.15	15.30	11.03	129.65	523.55
le 1eme étage	1600	95.17	10.64	15.30	11.03	132.14	655.69
RDC	1600	95.17	10.64	15.30	11.03	132.14	787.83

II.5.6.b .Détermination des sur charges d'exploitation : (DTRB.C.2.2)

Loi de dégression :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de basse donnée ci-après est applicable.

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

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

Cette équation est donnée par **« DTR B.C.2.2 »**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,..., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

1--5^{éme} étage Q_0

2--4^{éme} étage $Q_0 + Q_1$

3--3^{éme} étage $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

4--2^{éme} étage $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

5--1er étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

6--RDC $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Application numérique :

Terrasse inaccessible…. Q = 1 KN/m^2

Etage courant…...Q = 1.5 KN/m^2

1--5^{éme} étage $Q_0 = 1 \times 17.91 = 17.91$ kN

2--4^{éme} étage $Q_1 = 17.91 + 1{,}5 \times 17.91 = 44.78$kN

3--3^{éme} étage $Q_2 = 17.91 + 0{,}95 \times (17.91 \times 1.5 \times 2) = 68.9535$kN

4--2^{éme} étage $Q_3 = 17.91 + 0{,}90 \times (17.91 \times 1.5 \times 3) = 90.4455$kN

5--1er étage $Q_4 = 17.91 + 0{,}85 \times (17.91 \times 1.5 \times 4) = 109.251$kN

6--RDC $Q_5 = 17.91 + 0{,}80 \times (17.91 \times 1.5 \times 5) = 125.37$ kN

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

étage	*Qi*	*Q(KN)*	*n*	*3+n/2n*	*Qcum (kN)*
5	Q1	17.91	1	1	17.91
4	Q2	26.865	2	1	44.775
3	Q3	26.865	3	0.95	68.9535
2	Q4	26.865	4	0.9	90.4455
1	Q5	26.865	5	0.85	109.251
RDC	Q6	26.865	6	0.8	125.37

II.5.7. L'effort normal a l'état limite ultime :

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

N ultime = 1.35G + 1.5Q

Nu = 1.1Nultime

Tableau.II.11. Calcul de Nultime

Etage	*G(KN)*	*Q(KN)*	N_{ultime}*(KN)*	$1.1N_{ultime}$*(KN)*	$1.1N_{ultime} \leq \overline{N}$
5ème étage	136.75	17.91	211.48	232.63	c.v
4ème étage	264.23	44.78	423.88	466.27	c.v
3ème étage	393.88	68.95	635.16	698.68	c.v
2ème étage	523.52	90.45	842.42	926.66	c.v
1ème étage	655.66	109.25	1049.01	1153.92	c.v
RDC	787.79	125.37	1251.58	1376.74	c.v

II.5.8.Vérification selon le RPA99 (version 2003) :

- Rdc+1er étage,:

  Les poteaux de section (40×40) cm2

  - ✓ Min (40, 40) □□25 cm…… (c .v.)
  - ✓ Min (40, 40) $> \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$
  - ✓ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$. …...(c .v.)

- 2 et 3eme étage :

  Les poteaux de section (35×35) cm2

  - ✓ Min (35, 35) □□25 cm…… (c .v.)
  - ✓ Min (35, 35) $> \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$
  - ✓ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$. …...(c .v.)

- 4 et 5eme étage:
  - ✓ Min (30, 30) □□25 cm…… (c .v.)
  - ✓ Min (30, 30) $> \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$
  - ✓ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$. …...(c .v.)

Résultat :

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

Conclusion :

On adopte la section des poteaux suivante :

(bxh) = (30×30) cm^2 pour4ème et 5ème étages ; **(bxh) = (35×35)** cm^2 pour2ème et 3ème étages
(bxh)= (40×40) cm^2 pour RDC et 1er étages

II.5.9. Vérification aux zones nodales :(RPA99v2003)

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h1/2)$

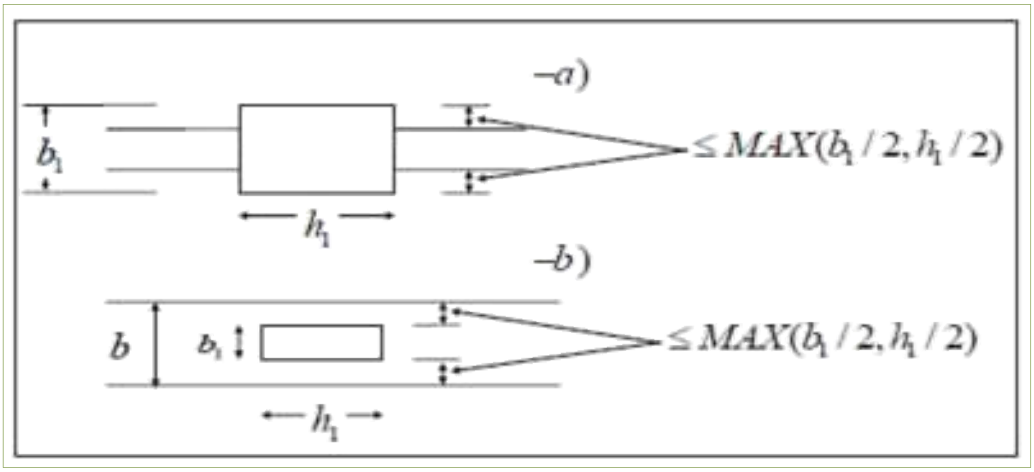


Figure II.11. Zones nodales.

Tableau II.12. Vérifications aux zones nodales

Etage	b_{max} *(cm)*	h_1 *(cm)*	b_1 *(cm)*	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	*d (cm)*	*Max (b1/2 ; h1/2)*	$d \leq Max\ (b1/2\ ;\ h1/2)$
4éme et 5éme	30	30	30	C.V	2.5	15	C.V
3éme et 2éme	30	35	35	C.V	2.5	17.5	C.V
1ér et RDC	30	40	40	C.V	5	20	C.V

II.6. pré dimensionnement des voiles :

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

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003(Art 7.7.1), exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

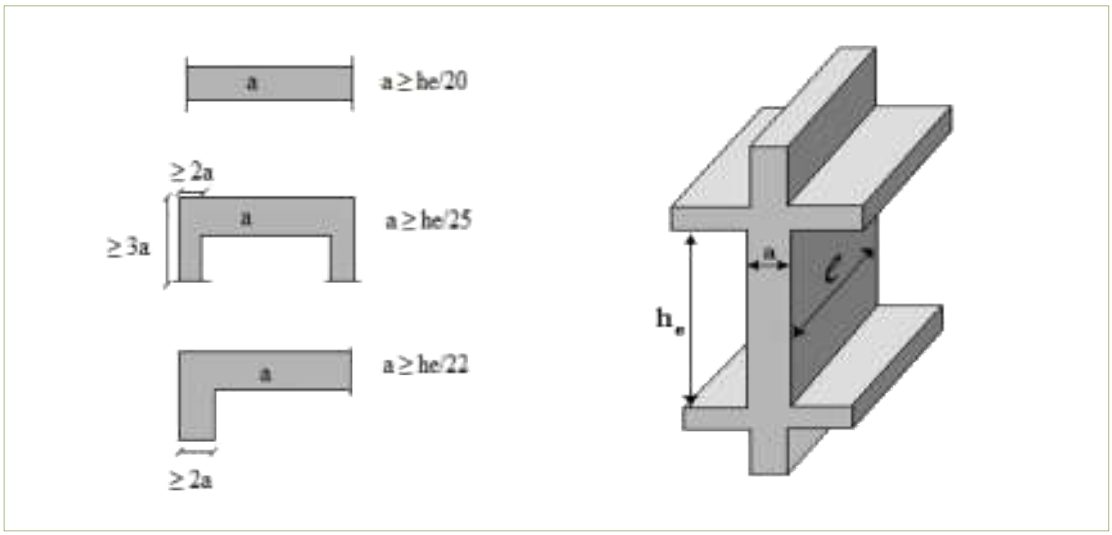


Figure.II.12.Coupe de voile en plan (gauche) Voile

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right\}$$

Tableau.II.13. Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	*h_e (m)*	*a (cm)*
5éme	3.06	15
4éme	3.06	15
3éme	3.06	15
2éme	3.06	15
1er	3.06	15
RDC	3.06	15

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

III .1.Introduction :

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

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et à la Stabilité de l'ensemble en général.

• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

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

III.2. L'acrotère :

III.2.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.2.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

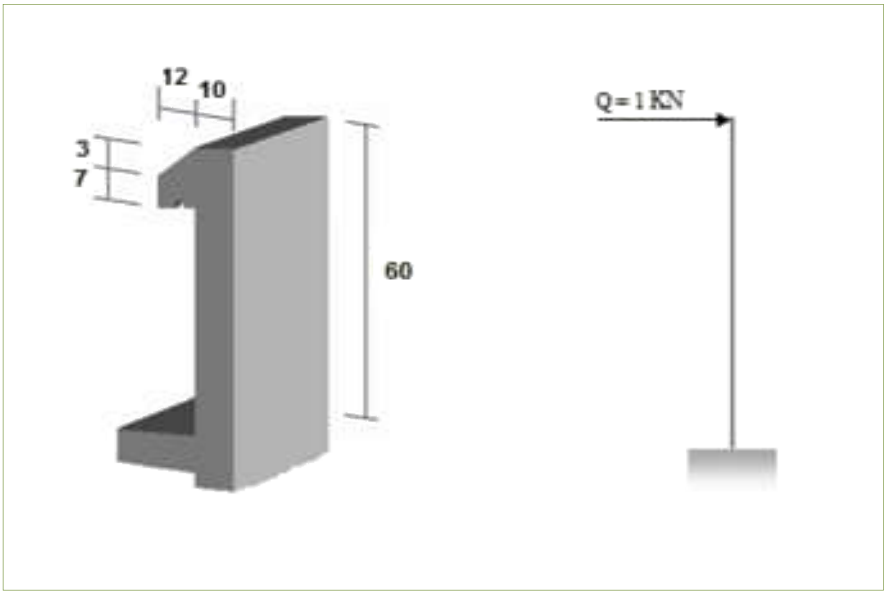


Figure.III.1. L'acrotère.

III.2.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : [(0,60.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755 KN
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.2.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.

L'E.L.U	
L'effort normal :	NU =1,35.G = 1,35×1.755 =2,36 KN
Moment d'encastrement : MU	=1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.9 KN.m
L'effort tranchant :	TU =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 5 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 1.755 KN
Moment d'encastrement : Mser = Q. h =1×0,6= 0,6KN.m	
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.2.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			*Resistances caractéristiques*		
Notations	***Valeurs***	***Unités***	***Notations***	***Valeurs***	***Unités***
B	100	cm	Fc28	25	MPa
H	10	cm	Fe	400	MPa
c1	2.5	cm	σb	14.17	MPa
c’	2.5	cm	σs	348	MPa
D	7.5	cm	γs	1.15	MPa
/			γb	1.5	MPa
Longueur de flambement			***Sollicitations***		
Notations	***Valeurs***	***Unités***	***Notations***	***Valeurs***	***Unités***
L0	0,6	m	Nu	2.369	KN
Lf	1,2	m	Mu	0.9	KN.m
/			Ns	1.755	KN
/			Mser	0.6	KN.m

III.2.5.a .Etat Limite Ultime:

➢ ***Calcul de l'excentricité:***

$$e0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9\times100}{2.369} \Rightarrow \quad e0 = 38.00cm$$

Où l'enrobage est: c= c1 = 2.5 cm

On a e0 = 38.00 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

➢ ***Calcul du moment de flexion :***

a : distance entre le point d’application de " N " et le centre des armatures tendues.

e = e0 + (h/2-c) ⇒ e = 40.50 cm.

M1 = Nu × e ⇒ M1 = 0.96 KN.m.

➢ ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fera en flexion simple à l’état limite ultime:

Mu =M1=0.96 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0.012 < μ_l = 0.392 ⇒ A1' = 0.

Donc : ß = 0.994 (tab).α = 0.0151 avec σs = $\overline{\sigma s}$ = 348MPa

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 37 \text{ mm}^2 = 0.37\text{cm}^2/\text{ml}.$$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30 \text{ cm}^2$

Et A' = A1 ⇒ A' = 0

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_2 = 0.30 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- ***Condition de non fragilité:***

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\text{cm}^2 > A = 0{,}30\text{cm}^2$$

Donc : A = Amin = 1.00 cm^2

On adoptera : **A2 = 5 HA8 =2.51cm²**

- ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.63 \leq Ar \leq 1.26$

Donc, on prendra : **Ar = 4HA8 = 2.01 cm²**

- ***Espacement:***

S_t = 20 cm ≤ Smin = min [3h = 30 cm; 33 cm] = 30 cm (c.v)

$S_{tr} = \frac{60}{3} = 20\text{cm} \leq$ Smin = min [4h = 40 cm; 45 cm] = 40 cm (c.v)

III.2.5.b. Vérification à l'état limite de service:

$$\text{Données : Nser} = \begin{cases} 1.755 \text{ KN.} \\ \text{Mser} = 0.6 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➢ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19\ cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm \quad \leq e_0 = 34.19 cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

D'ou: Bo = b.h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo = 1037.65 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A1\ c + A2\ d)] \Rightarrow\ \upsilon\ 1 = 4.91$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\ 2 = 5.09$ cm.

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1^{\ 3} + \upsilon_2^{\ 3)} + 15\ [A1\ (\upsilon_1 - c1)^{\ 2} + A2\ (\upsilon_2 - c'2)^2] \Rightarrow I = 8560.11\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1.62$ cm.

Donc :

M'G = Nser .CG'

CG' = CG + GG' = CG + (υ1 – (h/2)) = e0 – (h/2-c) + (υ1 – (h/2)) = 31.60.

CG' = 31.60 > $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1.62$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

➢ ***Détermination d'y1 :***

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y2^3 + py2 + q = 0$……."*"

Tels que y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19 cm < 0".

$$\begin{cases} p = -2473.28 \ \text{cm}^2 \\ q = 46702.07 \ \text{cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient : $y2^3 + (-2473.28)\, y2 + 46702.07 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -6.03x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}986 \Rightarrow \varphi = 170°{,}40 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.43\,\text{cm} \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.45\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.34\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 25.89\,\text{cm} \end{cases}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:
$0 < y1 = y2 + C < h$

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :
$y2' = 31.45$ cm
$y2'' = -57.34$ cm rejetée comme valeur (< 0)
$y2''' = 25.89$ cm rejetée comme valeur (< 0)
D'où alors **:** $0 <$ y1 = 31.45+ (-29.19) = 2.26 cm < d = 7.5 cm
Donc on prend : y2 = 31.45 cm.

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

$$S_{xx'} = 58.09\,\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{58094} = 0.03020 \ \text{N/mm}^3$$

Donc : $\sigma b = ky1 = 0.03020 \times 22.6 \Rightarrow$ **$\sigma b = 0.683$ MPa**

et : **σs** $= 15\, k\, (d - y1) = (15 \times 0.03020) \times (75 - 22.6) \Rightarrow$ **$\sigma s = 23.74$ MPa**

Donc, on obtient :

σb = 0.683 MPa ≤ $\overline{\sigma}$ **b** = 0.6 fc28 = 15 MPa **(c.v).**

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f e = 333.33 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f tj} = 201.633 \text{ MPa}\right] = 201.633 \text{ MPa}$$

Avec η = 1.6 (fissuration préjudiciable).

σs = 23.74 MPa ≤ $\overline{\sigma s}$ **(c.v)**

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

III.2.6.Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

a)Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{MPa}$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa] = 2.5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : τu =0.02 Mpa < τu =2.5Mpa

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

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

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

Fp= 4.A.Cp.Wp

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 1B, zone sismique IIa).

Cp = facteur de force horizontale.

Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.20

Cp = 0.3

Wp = 1.755 KN

Fp= 4.A.Cp.Wp= 4×0.20×0.3×1.755 =0.42 KN < 1.5Q = 1.5 KN

Donc:

L'acrotère résiste à la force sismique.

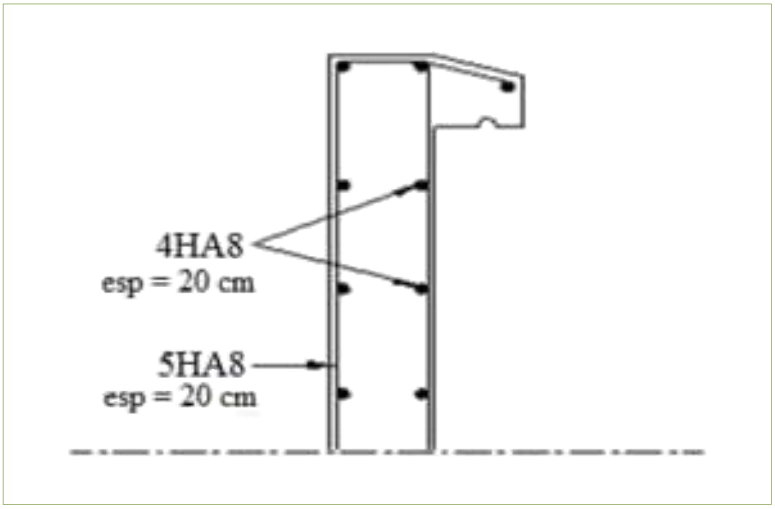


Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Planchers à corps creux :

III.3.1. Calcul 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.

Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

III.3.1.1.Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

La travée L (m)	*Q (KN)*	*G (KN/ml)*	
		poids de poutrelle	*poids du corps creux*
4.20	2.1	0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

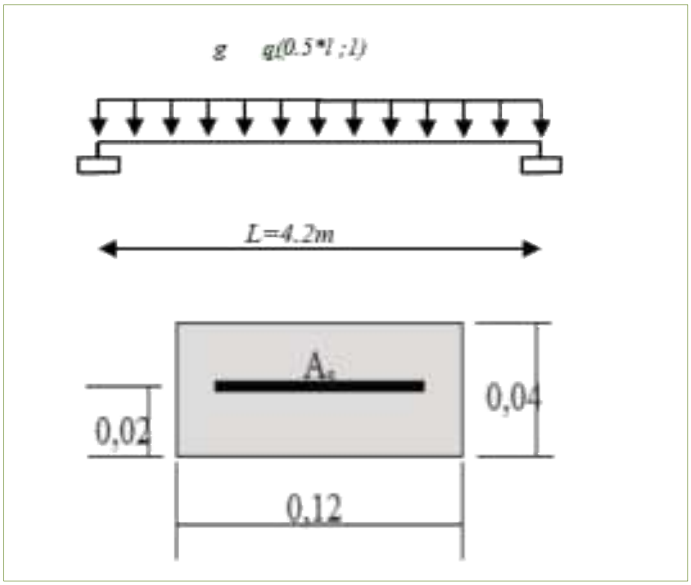


Figure.III.3. Schéma statique de la

III.3.1.1. a.calcul de la flèche des poutrelles:

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

$$[f] = \frac{L}{500};$$

$$f = \frac{5 \times 0.77 \times 4200^4}{384 \times 32164.19 \times 640000} + \frac{2100 \times 4200^3}{48 \times 32164.19 \times 640000} = 309.002mm$$

f = 309.02mm < $[f]$ = 8.4 mm C.N.V

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

III.3.1.1. b.Calcul du nombre d´étaiement :

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

✓ **Evaluation des charges et surcharges :**

Charges permanentes :

La poutrelle est soumise à :

$$\Rightarrow \mathbf{G} = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$$

Charges d'exploitation :

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

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 0.5 \times 2.225 = 1.05kN \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q = 1.05 \text{ KN}$$

❖ **Pour un seul étaiement au milieu :**



Figure.III.4. Travée avec un seul étaiement au milieu.

$$f = \frac{5 \times 0.77 \times 2100^4}{384 \times 32164.19 \times 640000} + \frac{1050 \times 2100^3}{48 \times 32164.19 \times 640000} = 19.89\ mm$$

$f = 19.31$ mm > $[f] = 4.2$ mm C.N.V

❖ **Pour deux étaiements :**

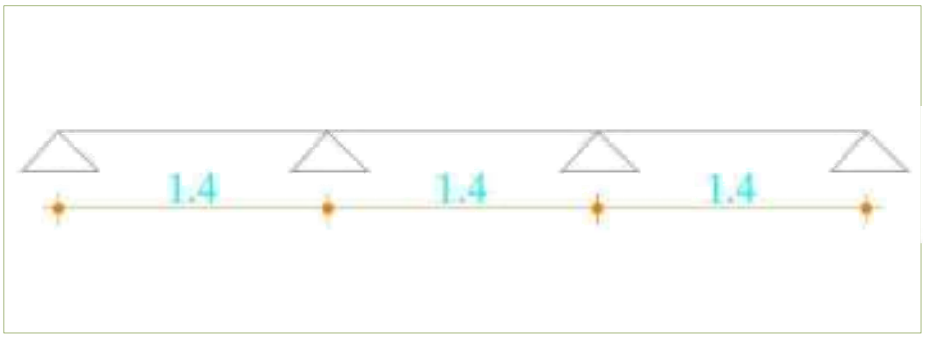


Figure.III.5. Travée avec deux étaiements espacés de 1,4m.

G= 0.77 kN/ml

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 0.5 \times 1.400 = 0.7kN \end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q = 1 KN.

$$f = \frac{5 \times 0.77 \times 1400^4}{384 \times 32164.19 \times 640000} + \frac{1000 \times 1400^3}{48 \times 32164.19 \times 640000} = 4{,}64\ mm$$

f = 4.64mm > [f] =2.8 mm C.N.V

❖ **Pour trios étaiement au milieu :**



Figure.III.6. Travée avec trios étaiements espacés de 1,05m.

G= 0.77 kN/ml

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 0.5 \times 1.05 = 0.525kN \end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q = 1 KN.

$$f = \frac{5 \times 0.77 \times 1050^4}{384 \times 32164.19 \times 640000} + \frac{1000 \times 1050^3}{48 \times 32164.19 \times 640000} = 1.76\,mm$$

f = 1.76 < [f] =2.1 mm C.V

Résultats :

3 étaiements espacés de 1.05 m sont suffisent pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage et éviter la flèche des poutrelles en première étape.

Après coulage :

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

III.3.1.1.c.Méthode de calcul des poutrelles:

1.méthode forfaitaire :

conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : Q ≤ Min (2.G et 5 KN/m^2)

Charges concentrées : P ≤ Min (Q/4 et 2 KN)

P : charge permanente concentrée (en KN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$

Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

✓ **Exposé de la méthode :**

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux **appuis :**

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1,05M0 et (1+0,3 α) M0)

Mt ≥ ((1,2+0,3 α)/2).M0 pour les travées de rive.

((1+0,3 α)/2).M0 pour les travées intermédiaire

les moments d'encastrements des appuis :

- Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.
- Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

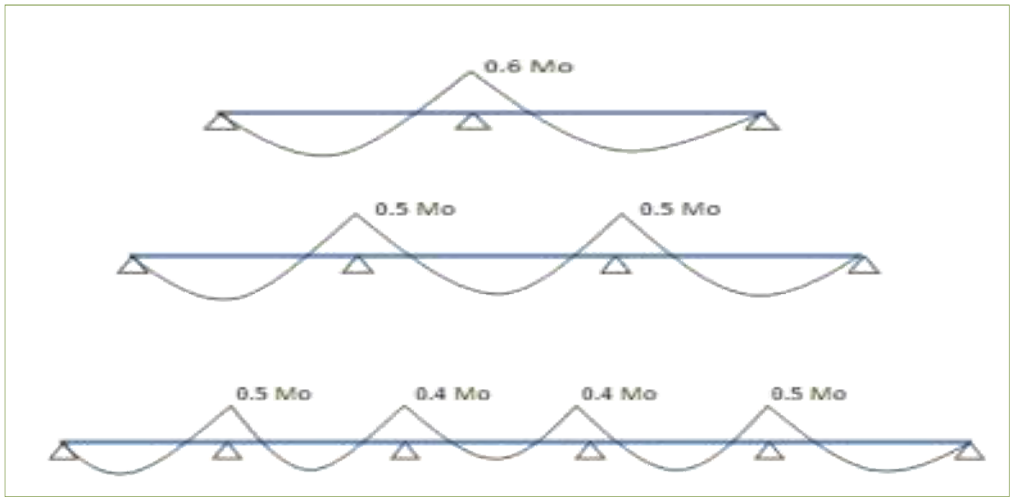


Figure.III.7. Les moments en travées et en appuis de méthode

✓ **Remarque :**

1) M0 : moment isostatique ($M0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égal :

Tw=PL/2+ ((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

Ma=Mb=-0,5 M0

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

Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées

le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ".

La fissuration doit être peu nuisible.

2.méthode de Caquot :

Tableau.III.5. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M0		$M_0 = \frac{ql^2}{8}$
Moment en travée Mt		$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
Moment à l'appui Ma	***Appuis de rives***	MA= 0.2M0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_{w.}\, l_w'^3 + q_e\, .l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	***Travée de rive***	L
	Travée intermédiaire	0.8l
Effort tranchant T	***Tw***	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M0 : moment isostatique.
- Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.1.2 Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.6. Charges et surcharges des poutrelles aux E.L.U et E.L.S.

	G (KN/ml)	*Q (KN/ml)*	*Pu (KN/m)*	*Pser (KN/m)*
Plancher terrasse	6.76×0.65 = 4.39	1×0.65 = 0.65	6.90	5.04
Plancher courant	6.16×0.65 = 4.00	1.5×0.65=0.92	6.78	4.92

III.3.1.3.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

➢ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

$$Q = 2.1\text{kN/m}^2 \leq \begin{cases} 2G = 8.78\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases} \qquad \textbf{(C.V)}$$

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$0.8 < LAB / LBC < 1.25 \longrightarrow 0.8 < 1 < 1.25$ **(C.N.V)**

La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les cas de deux través et pour le le premier cas de 3 través,pour le cas de cinq través et le deuxieme cas de 3 través en utilise la methode de Caquot. les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **poutrelles à une seule travée :**

a.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

$MT = 0.85\ M0$

$Ma = Mb = -0.5\ M0$

Tableau.III.7. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU .

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*	*Te(KN)*	*Tw (KN)*
A – B	15.21.	12.92	-7.605	-7.605	14.49	14.49

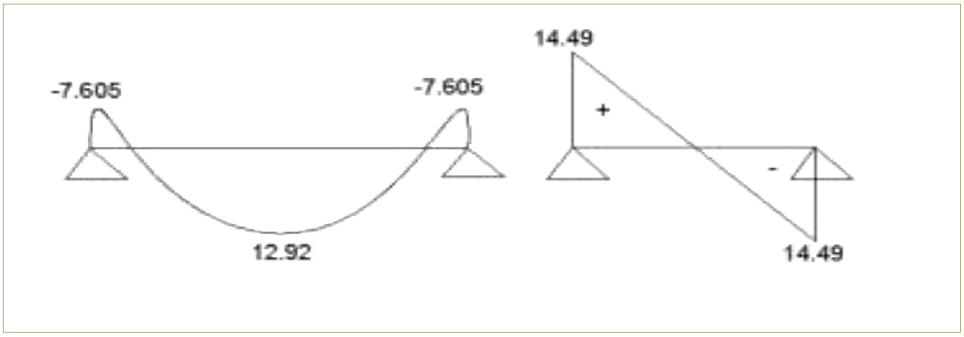


Figure.III.8. Diagramme des Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU .

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.8. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS .

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*
A – B	11.11	9.45	-5.555	-5.555

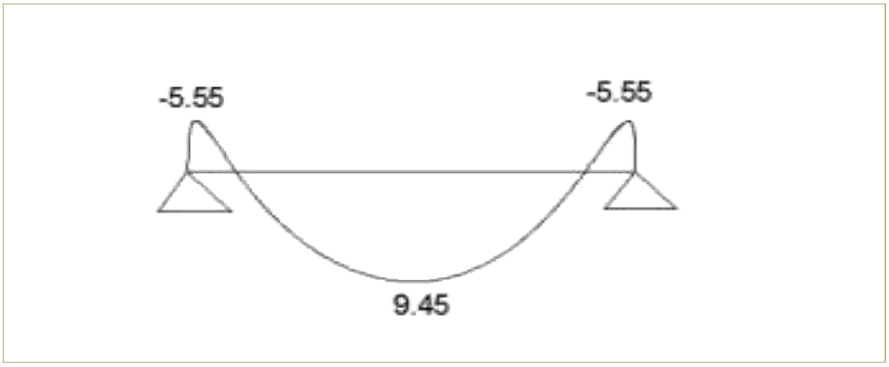


Figure.III.9. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

✓ **poutrelles à deux travées :**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

(

Tableau.III.9. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*	*Te(KN)*	*Tw (KN)*
A – B	15.22	15.98	3.04	9.13	15.94	13.04
B – C	9.97	10.47	5.98	1.99	10.56	12.91

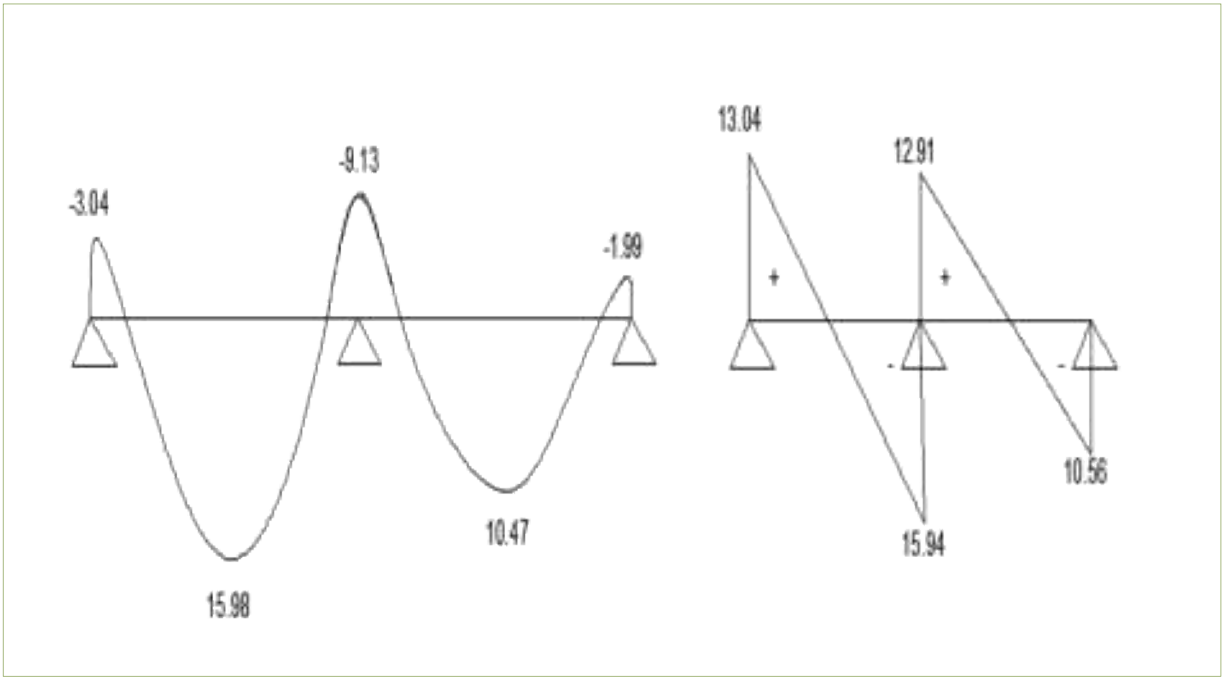


Figure.III.10. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

(

Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*
A – B	11.11	7.22	2.22	6.67
B – C	7.28	4.73	4.37	1.46

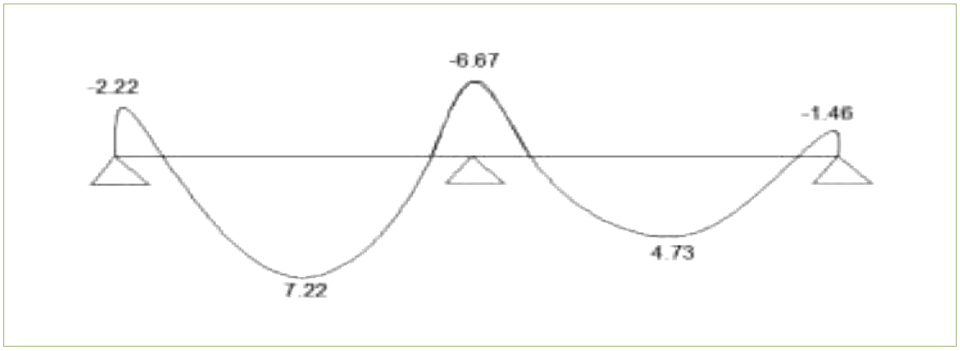


Figure.III.11. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

✓ **poutrelles à trois travées (forfaitaire) :**

a.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.11. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*	*Te(KN)*	*Tw (KN)*
A – B	9.97	6.98	1.99	4.99	12.61	10.85
B – C	13.12	7.22	6.56	6.56	13.46	13.46
C – D	14.86	10.40	7.43	2.97	13.25	15.39

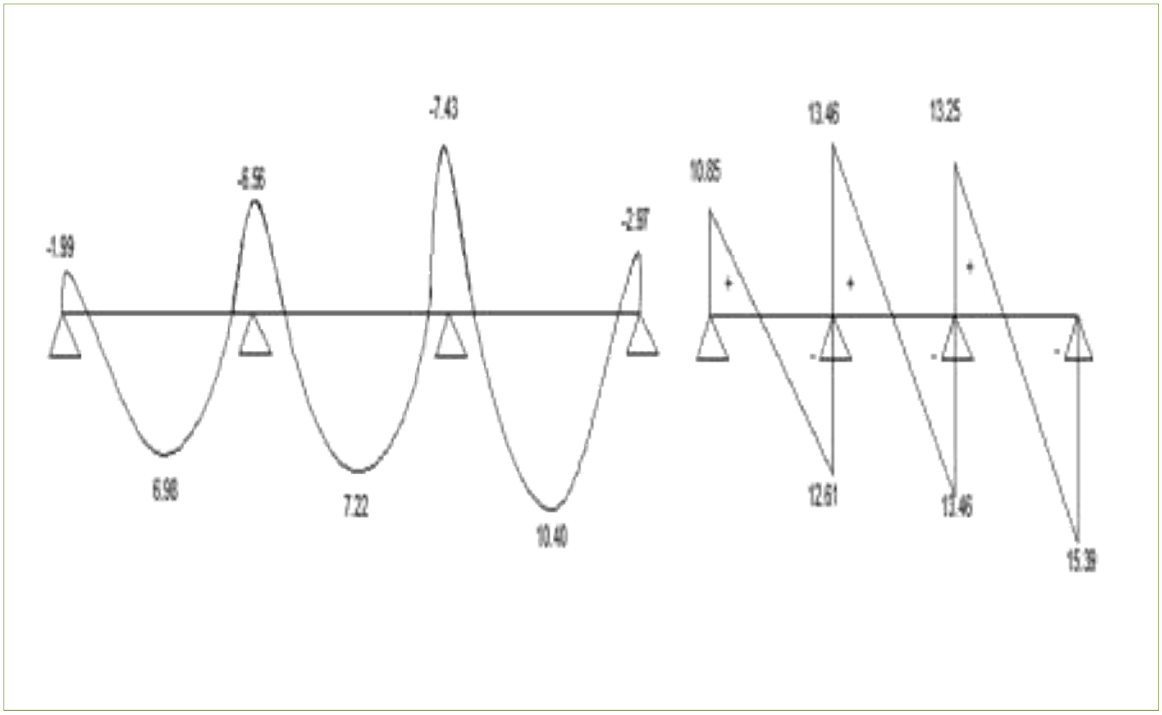


Figure.III.12. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU**.**

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.12. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*
A – B	7.28	5.10	1.46	3.64
B – C	9.58	5.27	4.79	4.79
C – D	10.85	7.6	5.43	2.17

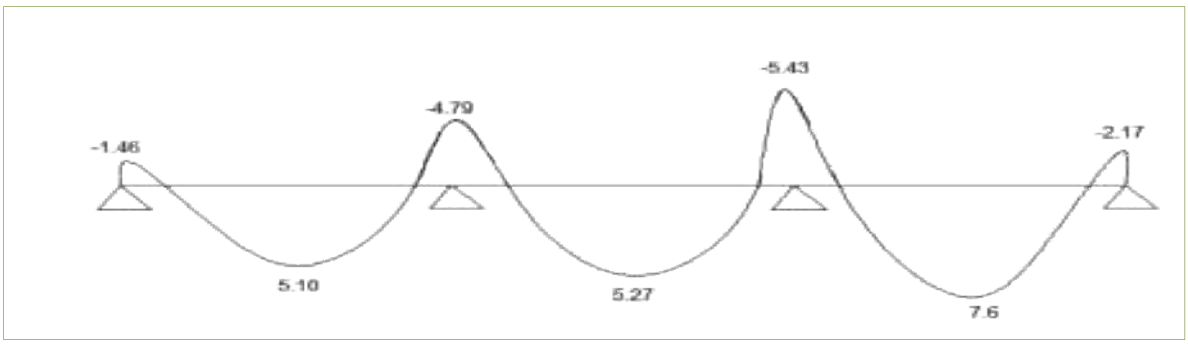


Figure.III.13. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

✓ **poutrelles à trois travée (Caquot) :**

a.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.13. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me (KN.m)*	*Te(KN)*	*Tw(KN)*
A – B	13.12	6.41	2.62	10.78	15.55	11.36
B – C	14.85	5.14	10.78	8.64	13.80	14.84
C – D	8.83	3.63	8.64	1.77	8.89	13.19

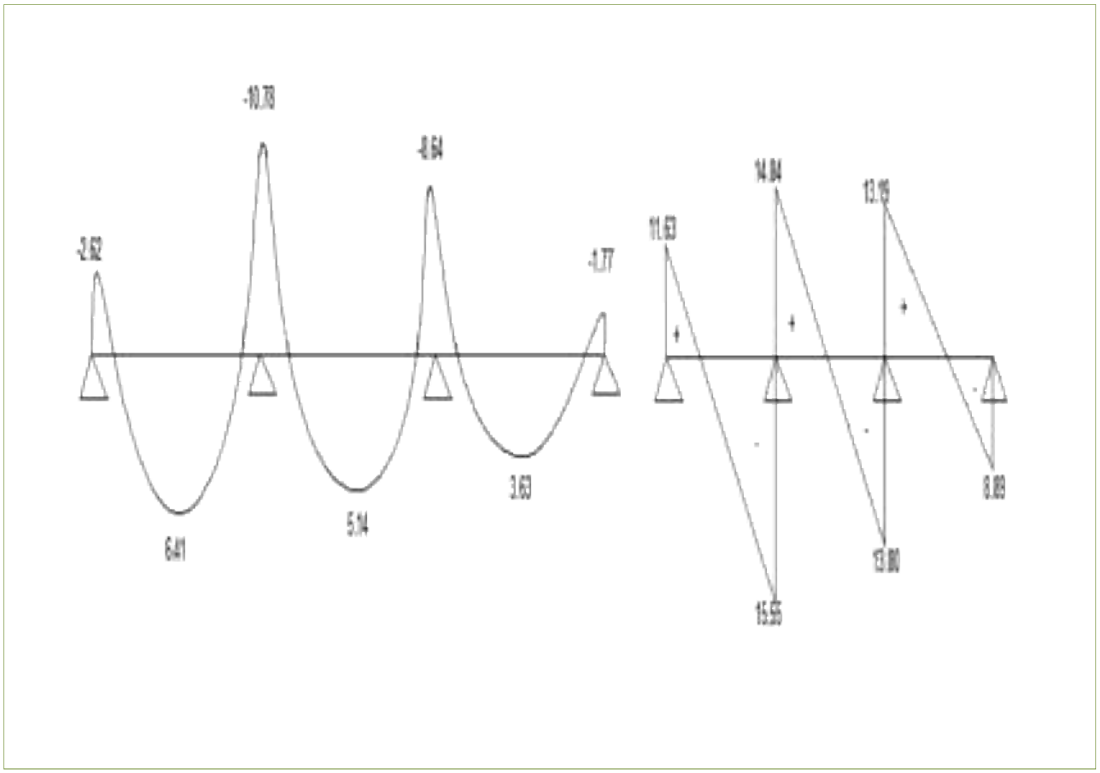


Figure.III.14. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.14. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*
A – B	9.58	4.69	1.92	7.88
B – C	10.85	3.76	7.88	6.31
C – D	6.45	2.65	6.31	1.29

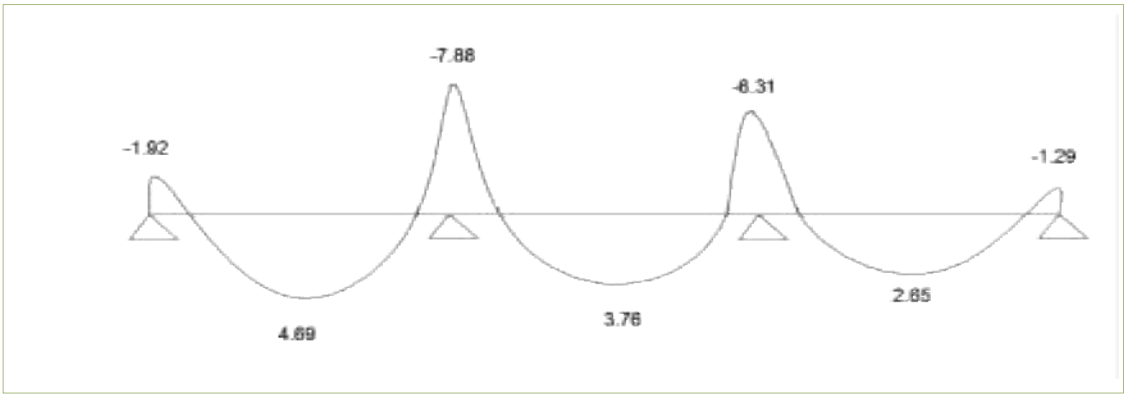


Figure.III.15. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

✓ **Poutrelles à cinq travées :**

a..Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.15. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*	*Te(KN)*	*Tw (KN)*
A – B	15.21	8.17	3.04	11.05	16.40	12.58
B – C	9.97	0.94	11.05	7.02	10.54	12.92
C – D	13.12	5.39	7.02	8.44	13.82	13.09
D – E	14.85	6.32	8.44	8.64	14.36	14.27
E – F	8.83	3.63	8.64	1.77	8.89	13.19

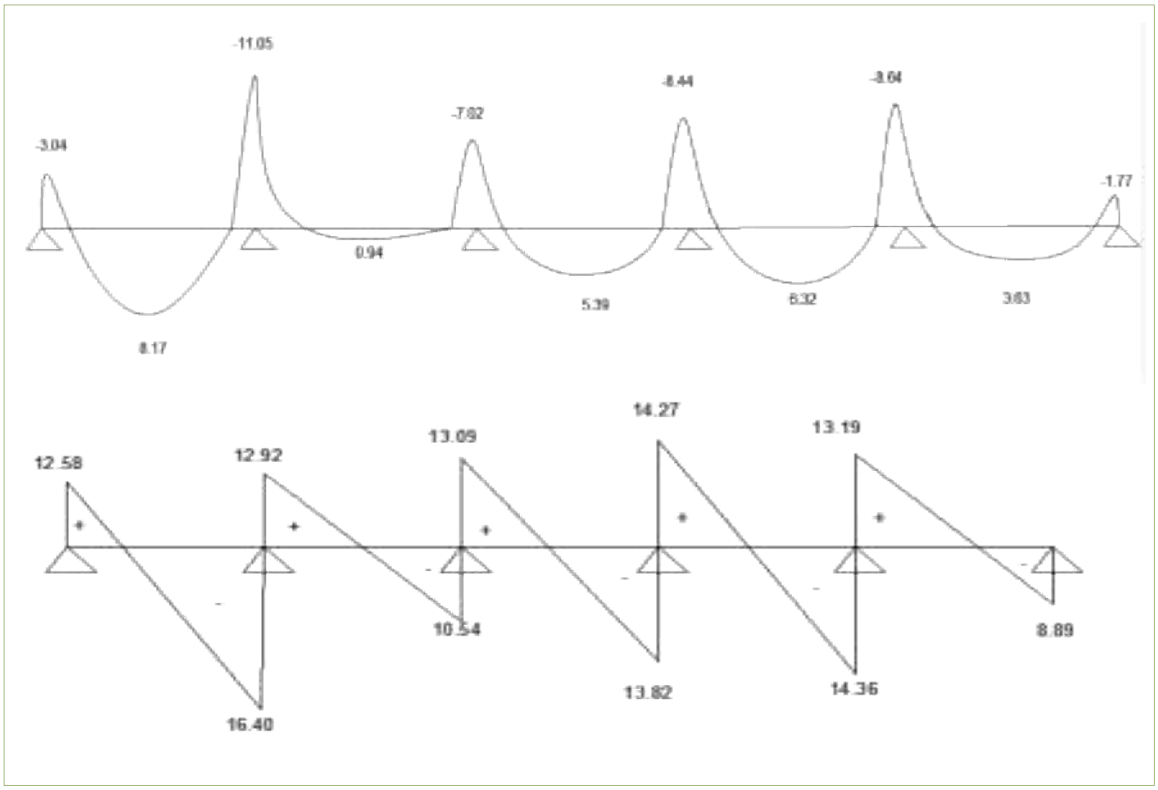


Figure.III.16. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.16. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	*M0(KN.m)*	*Mt(KN.m)*	*Mw(KN.m)*	*Me(KN.m)*
A – B	11.11	5.67	2.22	8.07
B – C	7.28	4.68	8.07	5.13
C – D	9.58	3.94	5.13	6.17
D – E	10.85	4.61	6.17	6.31
E– F	6.45	2.65	6.31	1.29

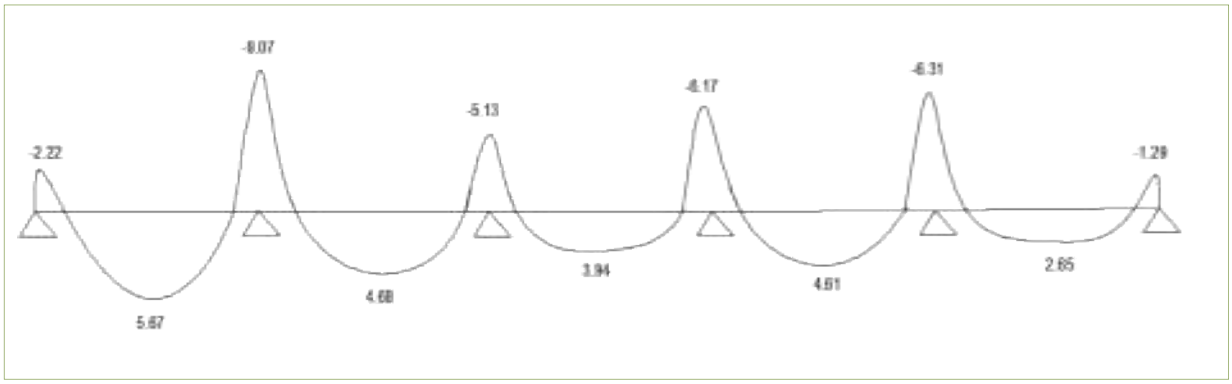


Figure.III.17. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.3.1.4.Ferraillage des poutrelles :

✓ **Calcul des 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 :

b = 65 cm
b0 = 12 cm
h = 20 cm
h0 = 4 cm
d = 18 cm
σ_b= 14.2 MPa
σ_s= 435 MPa

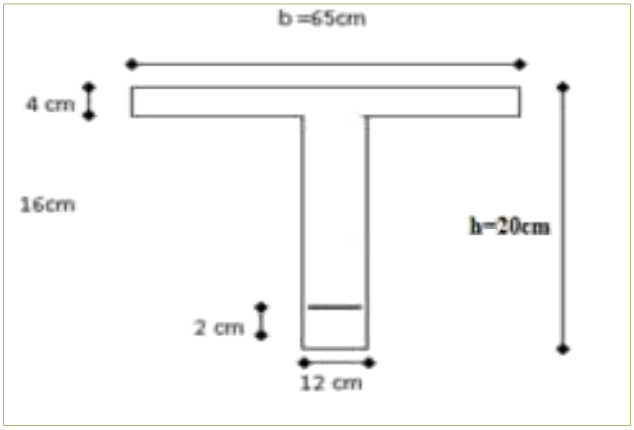


Figure. III.18. Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.17. Calcul des armatures.

		En travée	*Aux appuis*
ELU	***Mu (KN.m)***	15.98	11.05
	M0 (KN.m)	M0=b.h0.$\sigma_{b\ adm}$.(d-h0/2)=650.40.14.2.(180-40/2)= 59.07 (KN.m)	
		Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.053	0.2
	μl	0,372	
	μ< μl	Oui	Oui
	β	0.972	0.887
	A' (cm2)	0	0
	A (cm²)	2.10	1.59
	Amin (cm²)	0.02	0.02
	Le choix	**3HA10** = 2.35	**2HA12** = 2.26

- ✓ **Vérification à L'ELS:**
- ✓
- ➢ **En travée :**
  Mser = 9.45 KN.m
- **Position de l'axe neutre :**

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d-h_0); A' = 0$$

On a: b = 65 cm; b0 = 12 cm; d = 18 cm; h0 = 4 cm; A = 2.35 cm². A'= 0

$$S_{xx'} = \frac{65\times 4}{2} - 15\times 2.35\times(18-4) = 26.5 < 0$$

(c.n.v)

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $by_1^2 + 30Ay_1 - 30\times Ad = 0$

$$y_1 = \frac{-30\times A + \sqrt{900\times A^2 + 120\times b(A\times d)}}{2\times b} = 4.95\text{cm}$$

$$\Rightarrow I_{xx'} = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d-y_1)^2; A' = 0$$

$I_{xx'} = 10957.60\text{mm}4$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{9.45 \cdot 10^6 \cdot 48.6}{10519.79 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_b = 3.4\ MPa. \qquad \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ (C.V)$$

➢ **Aux appuis :**

Mser = 8.07 KN.m

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

$$by_1^2 + 30Ay_1 - 30 \times Ad = 0$$

$$y_1 = \frac{-30 \times A + \sqrt{900 \times A^2 + 120 \times b(A \times d)}}{2 \times b} = 10.60cm$$

$$\Rightarrow I_{xx'} = \frac{by^3_1}{3} + 15A(d - y_1)^2; A' = 0$$

$$I_{xx'} = 59848.15mm4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{8.07 \cdot 10^6 \cdot 106}{59848.15 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_b = 1.29\ MPa.$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \qquad (C.V)$$

Tableau.III.18. vérification des armatures.

		En travée	*Aux appuis*
Vérification a l'ELS	***Mser (KN.m)***	9.45	8.07
	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	
	y1 (cm)	4.95	10.60
	IG (cm^4)	10957.60	59848.15
	K (N/mm^3)	86.24	23.17
	σb (MPa)	3.4	1.29
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.
Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.19. Ferraillages longitudinaux

Section d'armature	*En travée*	*Aux appuis*
	3HA10= 2.35	**2HA12= 2.26**

Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right]$ → $\phi \leq [5.7;\ 12;\ 12]$

On adopt: $\phi_t = 8$ mm.

$at = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0.5\ cm^2$; nt = 2 ; At = at.nt = 1 cm^2

Espacement:

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,40\,cm] = 16.2cm$

On adopte: St = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{1\times10^2}{120\times150} = 0{,}005 \geq \frac{1{,}15(0{,}759 - 0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times500\times(0+1)} = 0.0003$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0.4\times12.\times15}{500} = 0.14cm^2$

A t = 1 cm^2 ≥ Atmin = 0.14 cm^2 (C.V)

Tableau.III.20. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A. transversales	*espacement*
2φ8	15cm

III.3.1.5.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{3.91\times10^3}{120\times180} = 0.76\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_u = 0,76\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

b) Vérification au voisinage de l'appui:

$$\text{Appui de rive : } \sigma_b = \frac{2\cdot V_u}{b_0\cdot a} \le \overline{\sigma_b} = \frac{0.8\cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \le b0\cdot a\cdot 0.4\cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60\ \text{KN}$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] = Min [16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a = 16.2 cm

$$Vu = Al\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 5.65\ \text{KN} \Rightarrow Vu = 3.91\ \text{KN} < 129.60\ \text{kN}$$ **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire : Vu + (Mu/0.9d) = 16.4+[(-11.05)/(0.9x0.18)] = -51.80 < 0
Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.
$\sigma bmoy = Vu/a.b0 \le \overline{\sigma} = 1.3fc28/\gamma b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 15.94+16.4 = 32.34$ KN.

σbmoy:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σbmoy = 8.69 MPa $< \overline{\sigma_b} = 21.67$ MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

c) Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \ge \dfrac{M_t}{15Mo} \Rightarrow 4.76 > \dfrac{9.45}{15.11,11} = 0.057 & \textbf{(C.V)} \\ \dfrac{A}{b_0\cdot d} \le \dfrac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0108 < \dfrac{3.6}{500} = 0.0072 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

,

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

d) calcul de la flèche:

Évaluation détaillée de la flèche :Mser =9.45 KN.m , $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.0108$

$\rho = 1.08\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0.856$ (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 260.98\text{MPa}$

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0109} = 3.78$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.51$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0{,}0108 \times 336.11 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.73$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.06\ \text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 19842.34\text{cm}^4$$

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow \text{Ifi} = 5659.74\text{cm}^4$

$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 10187.03\text{cm}^4$

Ei =$11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.19 MPa ; Ev =1/3 Ei =10721.39MPa

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{9.45 \times 10^6 \times (4.2 \times 10^3)^2}{10.(32164.2 \times 5872.21 \times 10^4)} \Rightarrow$ fi=0.0009mm

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9.45 \times 10^6 \times (4.2 \times 10^3)^2}{10.(10721.4 \times 10843.75 \times 10^4)} \Rightarrow$ fv =0.0015 mm.

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 0.0009 - 0.0015 = 0.0006$ mm

Il faut avoir : $\Delta ft \leq$ fLimite $= \bar{f}$ avec: Flimite = $\frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 0.084$ mm.

Donc: $\Delta ft = 0.0006$ mm < fLimite =0.084 mm

Tableau.III.21. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	*A (cm^2)*	*y (cm)*	*ρ*	*ß1*	*σs (MPa)*	*μ*	*λi*	*λv*
9.45	2.26	7.06	0.0105	0.856	271.38	0.73	3.93	1.57
I (cm^4)	***Ifi (cm^4)***	***Ifv (cm^4)***	***L(cm)***	***fi (mm)***	***fv (mm)***	***Δf (mm)***	***fadm(mm)***	***Δf < fadm***
19842.34	5659.74	10187.03	420	0.0009	0.0015	0.0006	0.084	**C.V**

Conclusion :

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

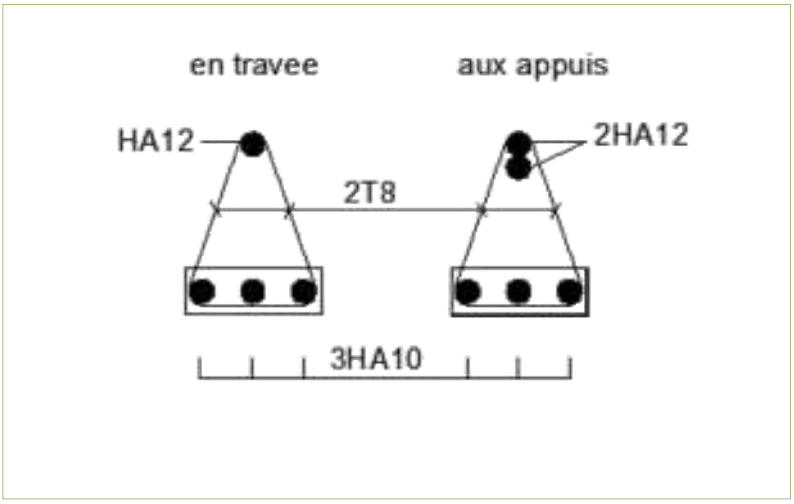


Figure.III.19.Ferraillage des poutrelles.

III.3.2. Ferraillage de la table de compression :

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

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**15×15**) **cm^2.**

➢ **Armatures:**

$$At \geq 0.02xLx\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

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

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

On choisit un treillis soudé :

TLE520 ; fe = 520 MPa ; ϕ = 5mm.

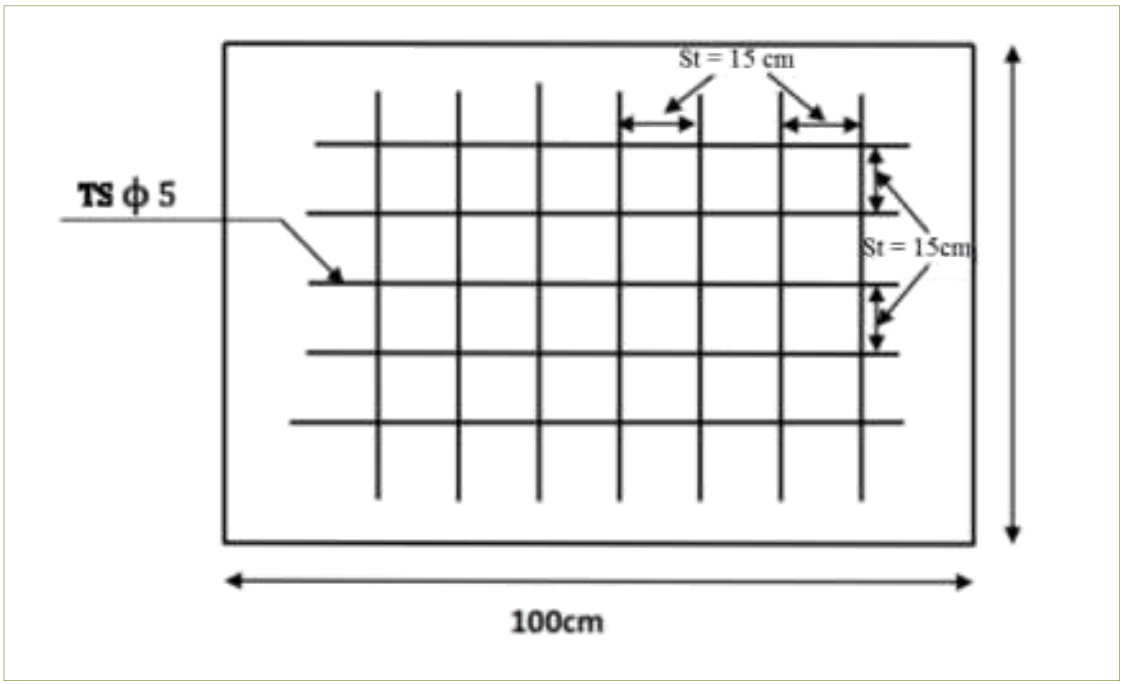


Figure.III.20. Disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression

III.4.Calcul des escaliers:

III.4.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.4.2.Terminologie:

- ✓ **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ✓ **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ✓ **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- ✓ **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ✓ **Le nez de marche :** est l'arrête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ✓ **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ✓ **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ✓ **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ✓ **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- ✓ **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- ✓ **La ligne de foulée :** est la ligne qui définir le parcoure d'un Person qui utilise l'escalier.
- ✓ **L'échappée :** est la distance verticale entre le nez de marche et le dessus de la paillasse.
- ✓ **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

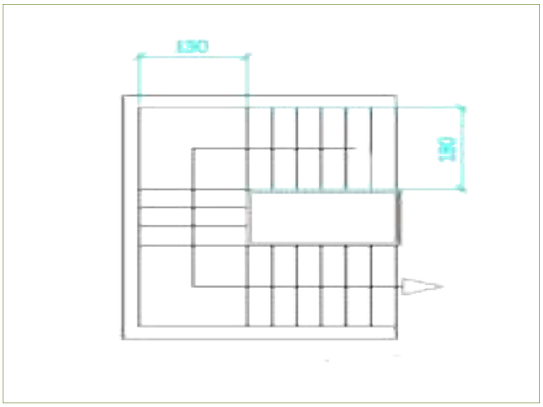


Figure.III.21.Vue et en plan de l'escalier.

III.4.3. Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

$x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$

On pose :

$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$.....(*)

Pour la formule générale (*): 60 cm ≤ g + 2h ≤ 64 cm

On prend g+2h = 64 m.

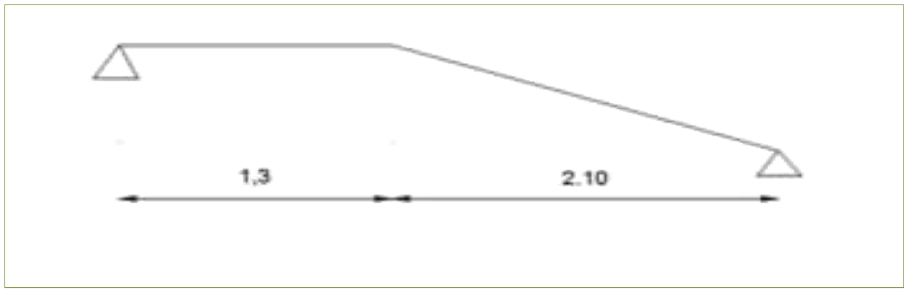


Figure.III.22.modélisation de 1er volée.

On prend le volée le plus défavorable (1ér volée):

$64n^2 - (64 + 2\times180 + 180).n + 2\times180 = 0$

$64n^2 - 604.n + 360 = 0 \Rightarrow n = 7$

Nombre de marches: n - 1 = 6 ;

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{1.36}{8} = 0.17$ m ;

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.10}{7} = 0{,}30$ m ;

Vérification de la formule de blondel :

$59 \leq g + 2h \leq 66 \longrightarrow 59 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 66$

✓ **Vérification d'inclinaison α :**

$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{0.17}{0.30} = 0.6 \longrightarrow \alpha = 30.96^{\circ}$

x = 2.44

✓ **épaisseur de la paillasse ep :**

L_{total} = 2.44 +1.30= 3.74 m.

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

$L_{total} / 35 \leq ep \leq L_{total} / 30 \longrightarrow 0.106 \leq ep \leq 0.124$

On adopt: **ep = 15 cm.**

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

✓ **Charges permanentes:**

Tableau.III.22.Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m3)*	*Poids surfacique (KN/m2)*
1	*Carrelage*	0.02	22	0 .44
2	*Mortier de pose*	0.02	20	0.40
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54
4	*Poids propre du palier*	0.15	25	3.75
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36
			G	5.49

Tableau.III.23. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	**Carrelage**	0.02	22	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre de la paillasse**	0.15 / cosα	25	4.44
5	**Poids des marches**	0.17/2	25	2.125
6	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			G	8.305

✓ **charge d'exploitation:**

- **La paillasse :** $Q = 2.5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2.5KN/m^2$

III.4.5. Détermination des sollicitations:

- ELU : Pu = 1,35G+1,5Q
- ELS : Pser = G+Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.24. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m2)	*Q (KN/m2)*	*Pu (KN/m2)*	*Pser (KN/m2)*
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.305	2.5	14.96	10.81

III.4.6. Détermination des efforts:

Tableau.III.25.Détermination des efforts.

	ELU	*ELS*
Les reactions	Ra = 21.43 KN Rd = 24.48 KN	Ra = 15.40 KN Rd = 17.66 KN
Effort trenchant max	Tmax=24.48 KN	Tmax=17.66 KN
Moment max	Mmax=20.03 KN.m	Mmax=14.44 KN.m
Moment en travèe	Mt=17.03 KN.m	Mt=12.27 KN.m
Moment sur l appui	Ma=10.01 KN.m	Ma=7.22 KN.m

Tableau.III.26.Détermination des moments en travé et en appuis

	Mt (KN.m)	*Ma (KN.m)*	*T (KN)*
E.L.U	17.03	10.01	24.48
E.L.S	12.27	7.22	17.66

III.4.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.27. Les données de calcule de ferraillage

Béton	fc28 = 25 MPa	γb =1,5	σbc = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	ft28 = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	Fe=400MPa	γs = 1,15	σs = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.
Les résultats obtenu est:

Tableau.III.28. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	Mu (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	Amin (cm²)	A adopt (cm²/ml)
En travée	17.03	0.076	0.960	4.07	0	1.50	**7HA12** = 7.92
En appuis	10.01	0.045	0.969	2.37	0	1.50	**7HA12** = 7.92

a. Armature de répartition:

En travée :

A_r = A/4 ; Ar = 7.98/4 = 1.98 cm^2 /ml

Ar = 7HA10 = 5.50 cm²/ml

Aux appuis :

A_r = A/4; Ar = 7.98/4 = 1.98 cm^2/ml

Ar = 7HA10 = 5.50 cm²/ml

b. condition de non fragilité:

Amin = B/1000 = 1.5cm^2

Donc : A> Amin

Le choix :

En travée : A = 7HA10 = 5.50cm²/ml

Aux appuis : A = 7HA10 = 5.50 cm²/ml

c. Condition d'espacement:

✓ **Pour les armatures longitudinales :**

St = $\frac{125}{6}$ =20.38cm on prend St =20cm

L'espacement maximal: S p max ≤ Min [3h; 33cm] = 33cm

L'espacement minimal: S p min = 2.5cm

2.5cm < St = 20cm < 33cm **(c.v)**

✓ **Pour les armatures de répartition :**

St =$\frac{125}{6}$ =20.8 cm.

L'espacement maximal: S p max ≤ Min [3h; 33cm] = 33cm

L'espacement minimal: S p min = 2.5cm

2,5cm < 20.8cm< St =33cm **(c.n.v);** donc on prend St = 25 cm.

Le choix sera **Ar = 7HA10 = 5.50 cm²/ml**

d. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$

$\bar{\tau} u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 Mpa$

$\tau u = \frac{24.48 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.33$

τu =0.33Mpa ≤ $\bar{\tau}$u = 1.16Mpa (c.v)

e. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau.III.29.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	***En appuis***
A (cm²)	7.92	7.92
Mser (KN.m)	12.27	7.22
Y (cm)	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.60$	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.60$
I (cm4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8533.78$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8533.78$
$\bar{\sigma}_b$ ***(MPa)***	15	
σ_b ***(MPa)***	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.52$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.1$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion:

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

f.Vérification de la flèche:

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

h/l =0.0401 $\geq \frac{MT}{20M}$ = 0.04 **(c.v)**

$$\frac{A}{b_0.d} = 0.0063 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$ **(c.v)**

On doit passer au calcul des flèches;

✓ **Calcul de la flèche:**

M_{ser} = *12.27*KN.m ; A = 7.92 cm^2

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 10.90cm$$

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

I_0 = 46461.4376cm4

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \; ; \qquad \beta = 0.0224$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} \; ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \; ;$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

$\lambda_v = 2/5 \, \lambda_i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \qquad ; \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = E_i/3$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}} \; ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}} \; ; \Delta f_t = f_v - f_i$$

$$f_{adm} = \frac{L}{400}$$

Tableau.III.30. Valeur de la flèche.

Mser(KN.m)	*P*	*σs (MPa)*	*μ*	λ_i	λ_v	*I0 (cm4)*	*Ei(MPa)*
16.18	0.0045	255.12	0.45	4.66	1.86	3.013.104	32164.20
Ev(MPa)	***Ifi (cm4)***	***Ifv (cm4)***	***fi (mm)***	***fv (mm)***	***Δf (mm)***	***fadm (mm)***	***Δf < fadm***
10721.39	10701.65	18041.92	6.44	11.45	5.01	7.4	c.v

Tableau.III.31.évaluation de la flèche.

f_{adm} *(cm)*	*y (cm)*	*I0 (cm4)*	*σs (Mpa)*	*ρ*	*u*	*λi*	*λv*	*ifi (cm4)*
0.75	10.89	46461.43	35.92	0.022	0.31	0.94	0.37	*39627.94*
ifv (cm4)	***Ei(Mpa)***	***Ev (Mpa)***	***fi (mm)***	***fv (mm)***	***Δf (cm)***	***Δf (mm)***	f_{adm} ***(mm)***	$\Delta f < f_{adm}$
45800.49	32164.19	10721.39	1.34	3.49	0.21	2.14	7.48	c.v

III.5. Calcul des dalles:

III.5.1. Introduction:

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.

III.5.2. 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.5.2.a.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ **travail externe :**

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

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:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

✓ **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.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.5.3. Calcul des actions :

✓ **dalle de forme triangulaire :**

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.32. Les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	*Q (KN/m)*	*P (KN/m)*
ELU	7.11	1.5	11.55
ELS			9.61

III.5.4. Calcul de la dalle pleine :

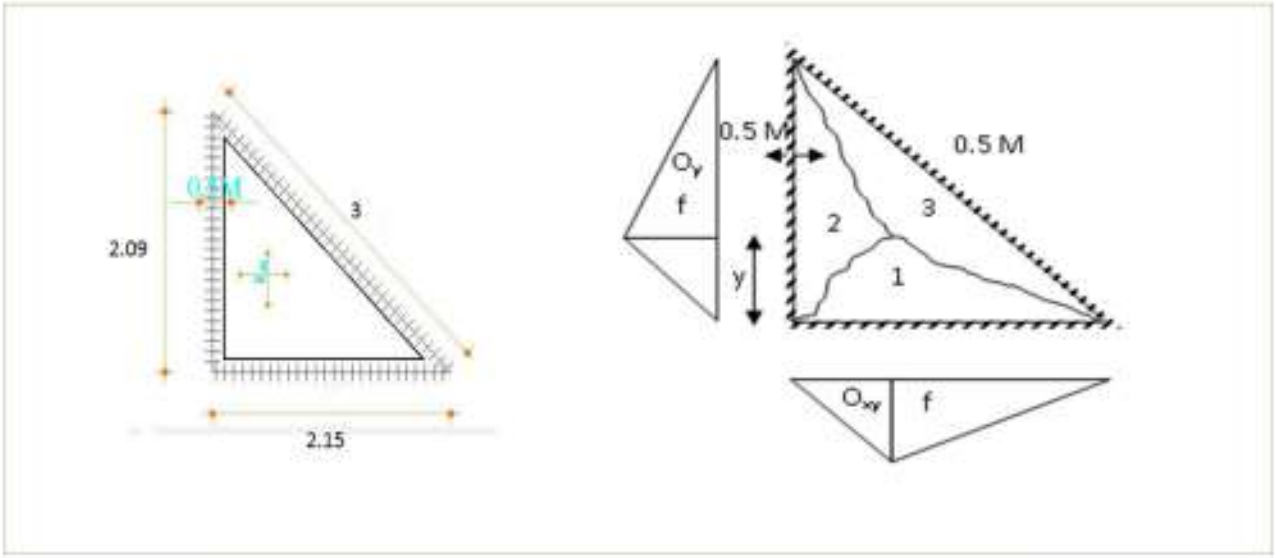


Figure.III.23. La rupture de la dalle.

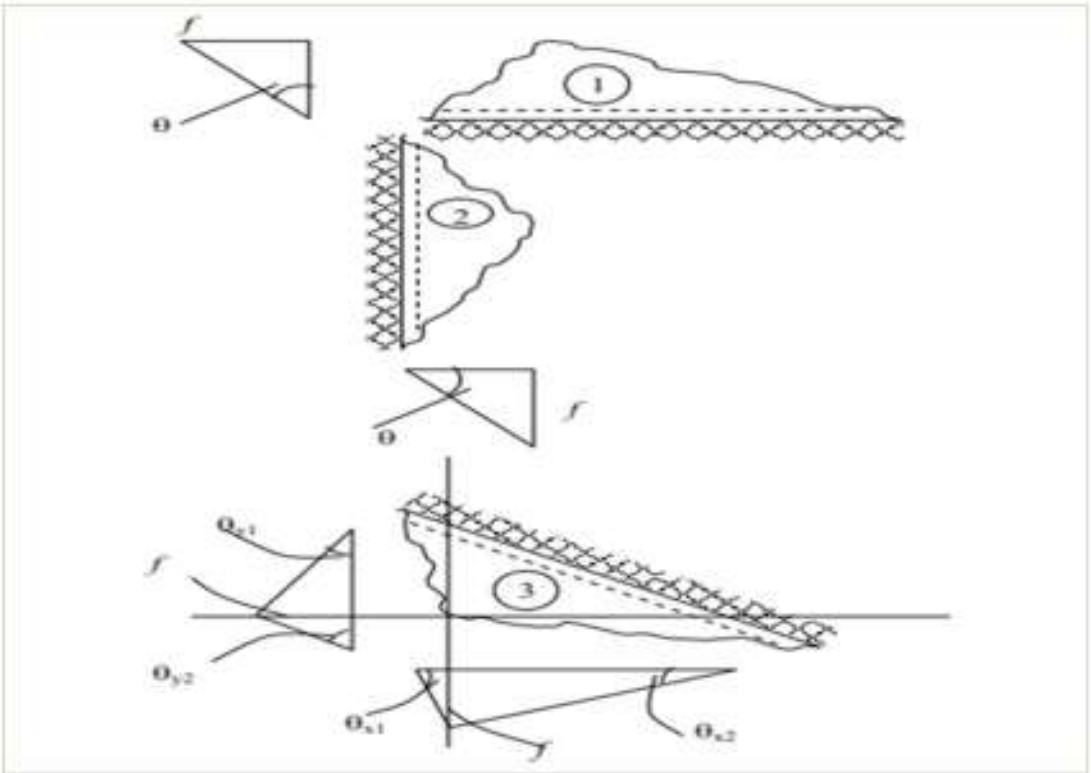


Figure.III.24. Le déplacement des zones de ruptures de la dalle.

III.5.4.1. Travail externe :

Text (1) = Pu Ly $\frac{x}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu Lx $\frac{y}{2}\frac{f}{3}$

Text (3) = Pu (S- Lx $\frac{y}{2}$ - Ly $\frac{x}{2}$) $\frac{f}{3}$

Donc :

Text= $\sum_{i=1}^{3} T_{ext}$(i) = Pu S $\frac{f}{3}$ = Text = Pu $\frac{L_x L_y}{2}\frac{f}{3}$

D'où :

Text =2.25Pu f

III.5.4.2. Travail interne :

Tint (1) = MLx $\frac{f}{y}$ + MLx $\frac{f}{y}$ =2 MLx $\frac{f}{y}$

Tint (2) = MLy $\frac{f}{x}$ + 0.5MLy $\frac{f}{x}$ =1.5 MLy $\frac{f}{x}$

Tint (3) = 2Mf ($\frac{L}{L_x - x}$ + $\frac{L}{L_y - y}$)

D'où :

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

Par l 'application de principe du travail virtuel : ∑Tint = ∑Text

On obtient : M = 2.25 Pu /[2 $\frac{L_x}{y}$ +1.5$\frac{L_y}{x}$ + ($\frac{2L}{L_x - x}$ + $\frac{2L}{L_y - y}$)]

Pu = [2 $\frac{L_x}{y}$ +1.5$\frac{L_y}{x}$ + ($\frac{2L}{L_x - x}$ + $\frac{2L}{L_y - y}$)]×$\frac{M}{2.25}$

Pu = f (x, y) dx
- $\frac{dP}{dx}$ =0 ⟶ $\frac{3.135}{x^2}$ + $\frac{6}{(2.15-x)^2}$ =0
- $\frac{dP}{dy}$ =0 ⟶ $\frac{4.3}{y^2}$ + $\frac{6}{(2.09-y)^2}$ =0

Après le calcul on trouve
- X = 0.85 m
- Y = 0.93 m

Donc :

Mu =0.04 Pu Mser =0.04 Pser

Alors :

- Mu= 0.462 KN.m
- Mser =0.384 KN.m

III.5.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.33. Les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1,5	σbc = 14,2 MPa	e=2,5 cm
	ft28 = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	Fe=400MPa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa

Le moment en travée suivant les deux sens :
Mtx= Mty= 0.85Mu= 0.393 KN.m
Le moment on appuis :
Max= May = 0.5Mu = 0.231KN.m

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

Tableau.III.34. Ferraillage de la dalle pleine.

	sens	***Mu (KN.m)***	***μ***	***β***	***A (cm²)***	***Amin (cm²)***	***A choisi***	***A final (cm²)***	***sens***	***Arep (cm²)***	***St (cm)***
Travée	X	0.393	0.002	0.999	0.11	1.50	**5HA10**	3.93	y	**5HA10**	20
Appuis	X	0.231	0.001	0.999	0.05	1.50	**5HA10**	3.93	y	**5HA10**	20
Travée	Y	0.393	0.002	0.999	0.11	1.50	**5HA10**	3.93	x	**5HA10**	20
Appuis	Y	0.231	0.001	0.999	0.05	1.50	**5HA10**	3.93	x	**5HA10**	20

III.5.6. Vérifications:

✓ **Vérification de l'espacement entre les aciers:**

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/5 = 20 cm ; on adopte: esp = 20 cm.

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

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$Vx = \frac{p \times l_x \times l}{2l_x + l_y} = \frac{11.55 \times 2.15 \times 3}{2 \times 2.15 + 2.09} = 11.65$ KN ;

$Vy = \frac{p \times l_x \times l}{3l_y} = \frac{11.55 \times 2.15 \times 3}{3 \times 2.09} = 11.88$ KN;

$\tau_u = \frac{v_x}{bd} = \frac{11.65 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.093$ Mpa.

$\tau_u = \frac{v_y}{bd} = \frac{11.88 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.095$ Mpa

$\tau_u = 0.095\,MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16\,MPa$ (c.v)

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification des contraintes à l'état limite de service:**

Mtx = Mty = 0.85Mser = 0.326 KN.m

Max = May = 0.5Mser = 0.192 KN.m

$Mt + \frac{Me + Mw}{2} \geq 1.2Mx \Longrightarrow 0.326 + \frac{0.192 \times 2}{2} = 0.518 \geq 1.2 \times 0.462 = 0.554$ (c.v)

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

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

$\frac{b}{2} y^2 + n A's (y - c') - n As (d - y) = 0$ avec n = 15

✓ **Moment d'inertie :**

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6 f_{c28} = 15\,MPa$$

Tableau.III.35. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	Mser (KN.m)	*A (cm²)*	*I (cm4)*	*Y (cm)*	*K (N/mm³)*	*σb (MPa)*	$\sigma b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	0.326	3.93	6.19×10^3	3.29	0.0077	0.253	C.V
appuis	0.192	3.93	6.19×10^3	3.29	0.0045	0.148	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} = 0.07 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.043 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0031 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

III.6.les balcons :

III.6.1. Introduction :

Le bâtiment étudié comporte 3 type de balcon,
comme une console en dalle pleine encastré à2,3, 4 coté soumise à :

✓ Son poids propre.
✓ La surcharge d'exploitation

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

Sécurité contre l'incendie :

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

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

ep = 17.5cm : peut assurer un coupe-feu de quatre heures.

On adopte une épaisseur ep = 15 cm.

III.6.2. Calcul des charges sollicitant le balcon :

1). Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

✓ **Charge permanente :**

Pour une bande de 1 m :

G * 1m = 7.11 *1 =7.11 kN/m

✓ **charge d'exploitation :**

Q = 3,5 kN/m ; pour une bande de 1m.

2).Combinaison des charges :

Tableau.III.36. combinaison de charge

′	′ *ELU*	′ *ELS*
′ *P(KN/m)*	14.84	10.61

III.6.3. Dalle ropose sur 3 appuis :

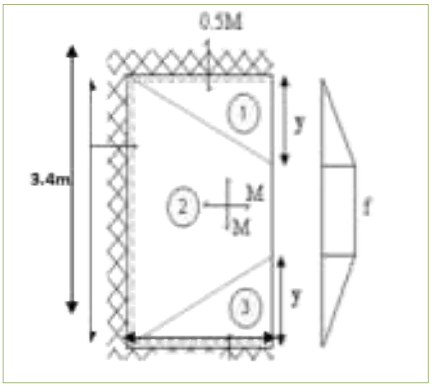


Figure III-25 : ligne de rupture de la dalle pleine

- ***Travail externe :*** *Text =q.s.f ;*

Avec **q :** la charge repartie sur la surface **S** qui subit un déplacement du centre de gravité **f.**

Tableau III.37. Travail externe

éléments	*Aire de chargement*	*Déplacement de CG*	*travail externe pour une charge qu*
1	0.25y	f/3	0.08 y f pu
2	0.49y	f/3	0.16 y f pu
	(3.4-2y) 0.49	f/2	0.245(3.4-2y) fpu
3	0.25y	f/3	0.08y f pu
		Somme	f pu (0.8-0.16y)

- ***Travail interne :*** *Tint= M.l.ϑ*

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

Tableau III.38.Travail interne

Eléments		*moment de rupture (M)*	*longueur de ligne de rupture (L)*	*rotation (θ)*	*travail interne*
1	+	M	0.49	f/y	0.49Mf/y
	-	0.5M	0.49	f/y	0.25Mf/y
2	+	M	2y	f/0.49	4.08Mf y
	-	M	3.4	f/0.49	6.94Mfy
3	+	M	0.49	f/y	0.49Mf/y
	-	0.5M	0.49	f/y	0.25Mf/y
				somme	Mfy(1.47/y+11.02)

III.6.3.1Principe du travail virtuel :

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

f pu (0.8-0.16y) = Mf(1.47/y+11.02)

M= pu (0.8-0.16y) / (1.47/y+11.02)

Il faut que : 0 < y <3.08m

dM/dy =-79.35y^2—4.15y+10.85=0 => y=0.34m

Donc :

MU= 0.58 qu

Mser=0.58 qser

Avec :

pu =1.35*7.11 +1.5*3.5=14.84 KN

pser=7.46+3.5=10.61 KN

⇨ MU=8.61 KN.m
⇨ Mser= 6.15 KN.m

On a lx/ly=0.49/3.4 =0.144<0.4 alors la dalle travaille sur une seule direction

○ En travée :

MU t =1.43 KN.m
Mser t= 1.02KN.m

○ En appuis :

MU a = 0.72 KN.m
Mser a= 0.51 KN.*m*

III.6.3.2Calcule du ferraillage :

Pour une bande de 1m on calcule le ferraillage de la dalle sous la flexion simple

b =100cm, h =12 cm ; c =2.5cm, d=12.5cm ; σb = 14,20MPa; σs = 348MPa.

○ *A l'ELU :*

Tableau III.39 : calcule du ferraillage à l'ELU

Position	*sens*	*Mu (KN.m)*	*Amin (cm2)*	*A calculée (cm2)*	*Achoisi (cm2)*	*Espacement (cm)*	*sens*	*Arep (cm2)*	*Espacement (cm)*
Travée	y	1.43	1.2	0.43	**5HA12**=5.6	20	x	**5HA12**=5.6	20
Appuis	y	0.72	1.2	0.22	**5HA12**=5.6	20	x	**5HA12**=5.6	20

III.6.3.3Vérification de l'espacement:

St=100/5=20 cm on prens St=20cm

L'espacement maximal : Sp max ≤ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : Sp min = 2.5cm

2,5 cm < St = 20cm < 33 cm (C.V).

2,5 cm < St = 25cm < 33 cm (C.V).

III.6.3.4Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

τu = Vu/ b.d ≤ τ = 0.07 Fc28 /1.5 = 1.16 MPa **(CBA93 A.5.2.2)**
vu=qu*lx/2= 14.84*0.49/2 =3.63
τu= (3.63 * 103)/(10000*9.5) = 0.038MPa
τu= 0.038 ≤ $\overline{\tau}$ = 1.16 MPa (CV)

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

✓ vérifie la 1ere barre à une distance de 5 cm de rive 5 cm > 2,5 cm
St de rive =(100*Nb)/100≥2.5 (c.v)

○ *A l'ELS :*

Tableau III.40 : Vérification des contraintes a l'ELS

	Mser (kN.m)	*σb (MPa)*	*σs (MPa)*	$\overline{\sigma b}$ *(MPa)*	$\overline{\sigma s}$ *(MPa)*	*Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites*
Travée	1.02	0.75	21.68	14.2	348	
Appuis	0.51	0.37	10.83	14.2	348	

III.6.3.5Vérification de la flèche

. Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

1-As/b*d≥2/ fe 0.01≥0.01…….(c.v)

2-h/l≥Mt/20M0 0.24≥0.04……...(c.v)

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.4.Cas d'une dalle reposant sur 4 appuis :

Charges permanentes : G= 7,11 KN/m²

Surcharges d'exploitation : Q = 3,5KN/m

III.6.4.1. Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- *q: charge répartie.*
- *S: surface de la région rigide.*
- *fcdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.*

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

M: moment de flexion.

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

θ: l'angle de rotation.

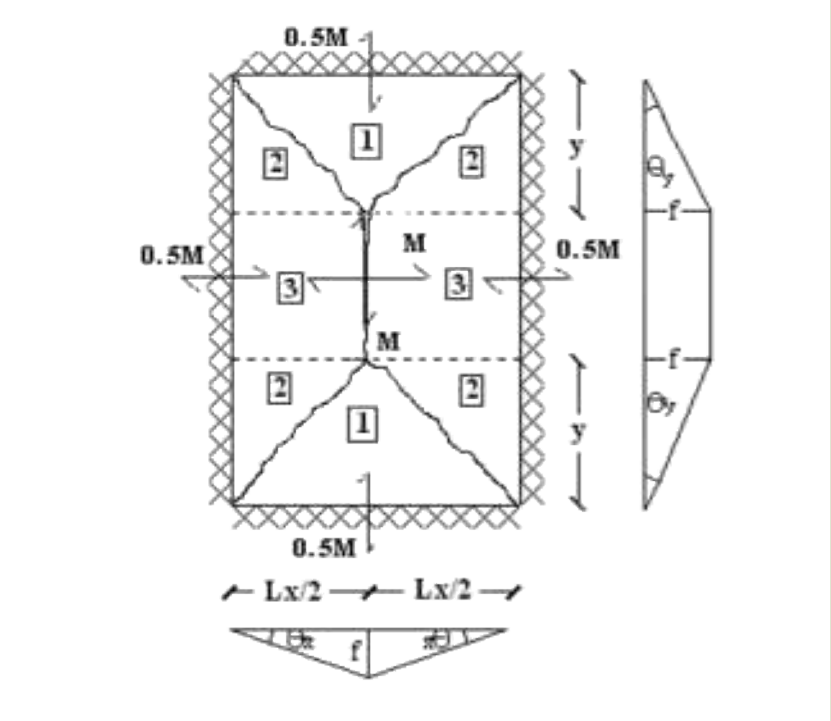


Figure III-26 : Les lignes de rupture

Travail externe :

$$T_{ext} = 2T^{1}_{ext} + 4T^{2}_{ext} + 2T^{3}_{ext}$$

$$T^{1}_{ext} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T^{2}_{ext} = q.S_2 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{12}L_x.y\right)$$

$$T^{3}_{ext} = q.S_3 \frac{f}{2} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{2}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Travail interne :

$$T_{int} = 2T^{1}_{int} + 2T^{2'}_{int}$$

Avec :

- $T^{2'}_{int} = T^{2}_{int} + T^{3}_{int}$

$$T^{1}_{int} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T^{1}_{int} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2'} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2'} = 1.5M.\frac{2L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)f$$

✓ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{0.9}{y} + 7.66\right)}{1.55 - 0.3y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 2.3y^2 + 0.54\,y - 1.4 = 0 \Rightarrow y = 0.7m$$

On remplace " y " on trouve: M=0.05q

$$M_t = M = 0.05.q_u = 0.05\times(14.85) = 0.74KN.m$$

$$M_a = 0.5.Mt = 0.5\times 0.74 = 0.37\,KN.m$$

✓ **Calcul du ferraillage:**

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

Tableau III-41 : Les données de calcule de ferraillage

fc28	25 MPa	**h**	15 cm
ft28	2,1 MPa	**d**	12.5cm
fe	400 MPa	**c**	2.5cm
σb adm	14.2 MPa	**c'**	2.5cm
σs adm	348 MPa	**b**	100 cm

Hauteurs utiles:
$$\begin{cases} d_x = 15 - 2.5 - \frac{1}{2} = 12\ cm \\ d_y = 12 - \frac{1+1}{2} = 11cm \end{cases}$$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

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

	Mu (kN.m)	μ	β	Acalculé (cm²)	A' (cm²)	Amin (cm²)	A choisis(cm²)
Sens x	En travée	0.74	0.003	0.998	0..17	0	1.5
	En appuis	0.37	0.001	0.999	0.08	0	1.5
Sens y	En travée	0.74	0.003	0.998	0.17	0	1.5
	En appuis	0.37	0.001	0.999	0.08	0	1.5

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3.14\ cm^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3.14\ cm^2 \end{cases}$

✓ **Condition d'espacement:**

$$\overline{S_t} = Min[2h = 30cm, 22cm] = 22cm$$

On prend: S = 25 cm

III.6.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 5.91KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{5.91 \times 10^3}{1000 \times 12} = 0.5\ MPa < \overline{\tau_u} = 1.16\ MPa \quad (c.v)$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3 L_y} = 4.45 KN$$

$\tau_u = \frac{4.45 \times 10^3}{1000 \times 11} = 0.4\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$ *(Condition vérifié)*

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.4.3. Vérification àl'E.L.S :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$

Acier:La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III-43 : Calcul de Mser

		Mser (Kn.m)
Sens x	**Travée**	*0.05*qser=0.05*10.61=0.53*
	Appuis	*0.5*Mt=0.5*0.53=0.26*
Sens y	**Travée**	*0.05*qser=0.05*10.61=0.53*
	Appuis	*0.5*Mt=0.5*0.53=0.26*

Tableau III-44 : Vérification à l'ELS

	Mser (Kn.m)	As(cm	Y(cm)	I(cm4)	K(N/cm3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sensx	**travée**	0.53	3.14	1.18	6090.27	10	0.0001
	appuis	0.26	3.14	1.18	6090.27	10	0.0001
Sensy	**travée**	0.53	3.14	1.18	6090.27	10	0.0001
	appuis	0.26	3.14	1.18	6090.27	10	0.0001

✓ **Détermination de la valeur de « y » :**

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$ Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

III.6.4.4. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} *\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ *\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} à \frac{1}{35} \\ *\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}16 > 0{,}04 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v \\ 0{,}16 > 0{,}037 à 0{,}028 \ldots\ldots\ldots c.v \\ 0.002 < 0.005 \ldots\ldots\ldots c.n.v \end{cases}$$

La troisième condition n'est pas vérifié donc le calcul de la flèche est nécessaire

✓ **Évaluation de la flèche :**

Tableau.III.45.les donnés de calcule

L (m)	*L (cm)*	*h (cm)*	*d (cm)*	*c (cm)*	*A travé*	*b (cm)*	*Mser(kN.m)*	*ß*	*ftj(Mpa)*
0.9	90	15	12.5	2.5	3.14	100	0.53	0.998	2.1

Tableau.III.46.évaluation de la fléche

fadm(cm)	*y (cm)*	*I0 (cm4)*	*σs(Mpa)*	*ρ*	*u*	*λi*	*λv*	*Ifi (cm4)*
0.18	7.814	29307.32	13.53	0.002	0	8.35	3.34	32238.05
ifv (cm4)	***Ei(Mpa)***	***Ev (Mpa)***	***fi(mm)***	***fv (mm)***	***Δf(cm)***	***Δf (mm)***	***fadm (mm)***	***Δf<fadm***
32238.05	32164.19	10721.39	0.004	0.012	0.0008	0.008	1.8	c.v

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1.Introduction :

Pour notre structure le Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière 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.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (C_G).
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

Ou :

- 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.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

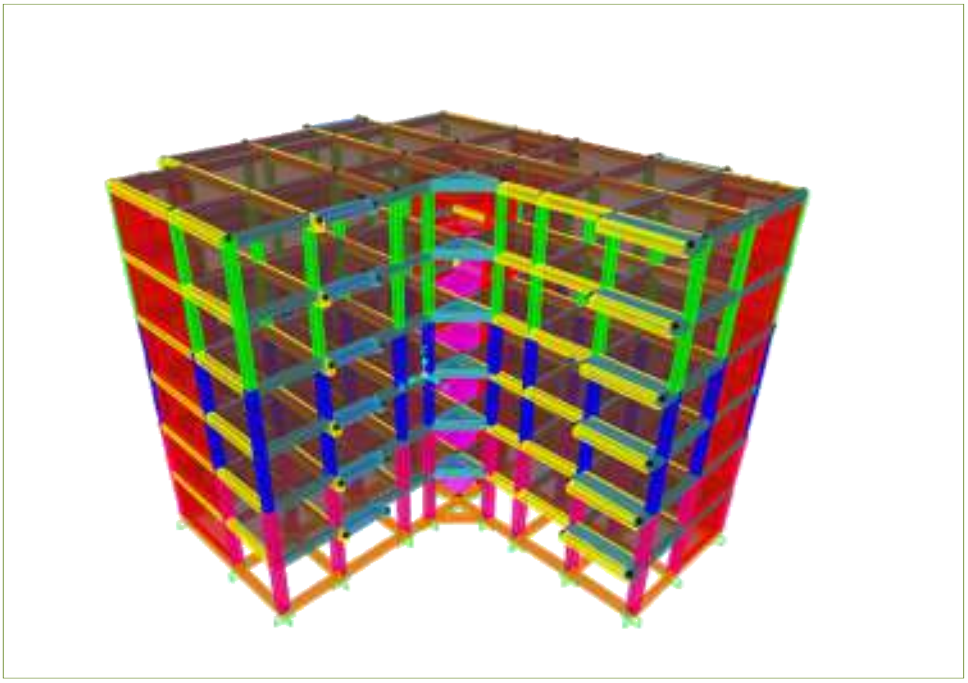


Figure.IV.1. Vue de la structure en 3D.

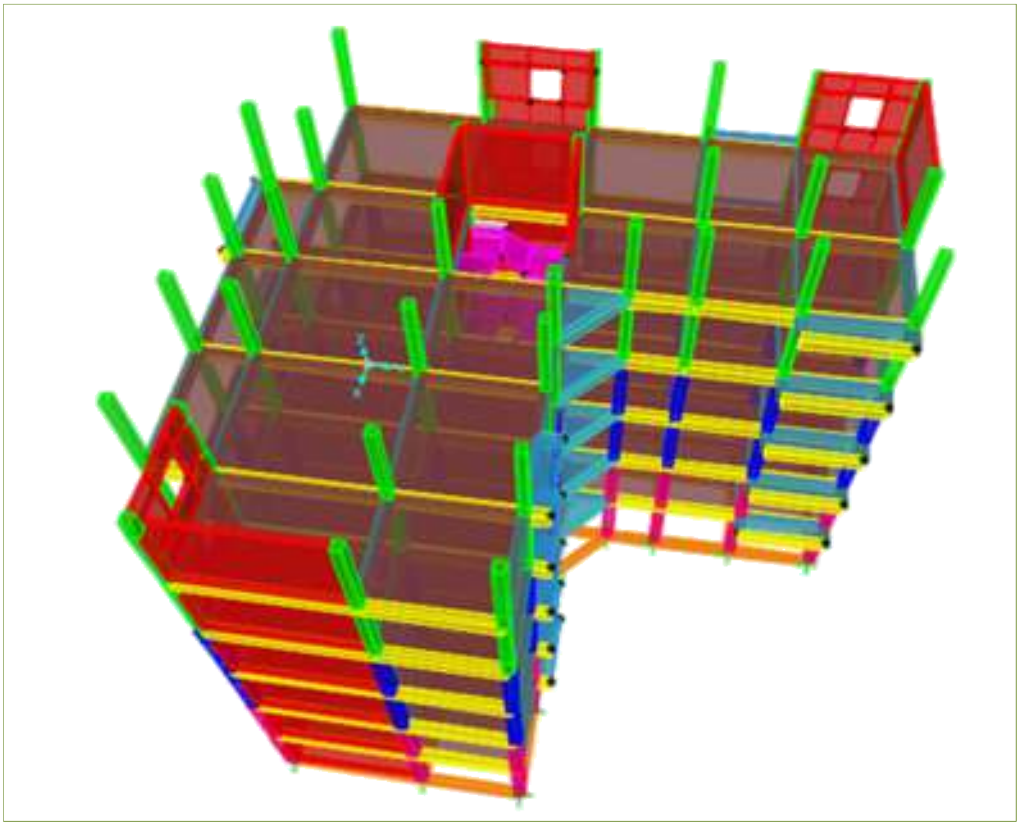


Figure.IV.2. Disposition des voiles.

Lx=18.85m.

Ly=21.7 m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.1. Calcul de centre de masse.

Niveau (m)	*Masse et centre de Masse*		
	Wi (kN)	*XG (m)*	*YG (m)*
3.06	1523.345	7.9052	9.5809
6.12	1484.935	7.8957	9.5941
9.18	1445.742	7.8898	9.6088
12.24	1428.041	7.8777	9.6250
15.30	1466.344	7.8466	9.8012
18.36	2752.816	7.9924	9.2826

IV.2.2.Centre de torsion :

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.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse : d'où le risque de torsion à l'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de voiles en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} XR = \dfrac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ YR = \dfrac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

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

IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants :

A.les poteaux :

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité :

$K_{x\,ou\,y} = \frac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

- E : module de Young.
- $I_{x,\,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".
- L : longueur du poteau.

✓ ***Moment d'inertie :*** Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants :

- Pour les poteaux:

$$I_x = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \cos^2(\alpha) + b^2 \times \sin^2(\alpha)\right)$$

$$I_y = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \sin^2(\alpha) + b^2 \times \cos^2(\alpha)\right)$$

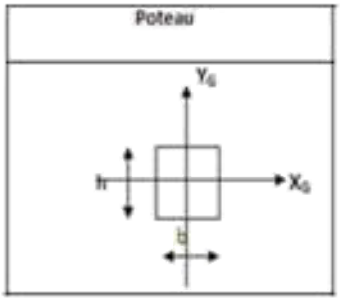


Figure.IV.3. Type de poteau.

B.Les voiles :

B.1. Les voiles pleins :

Un voile est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %. Il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le voile est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau. Comme le voile est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale a :

$$K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$$

- $K_{x,y}$: la rigidité du voile suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- E : module de déformation longitudinale.
- h : hauteur de voile.
- $I_{x,\,y}$: moment d'inertie de la section transversale du voile / à " ox " et / ou " oy ".

✓ ***Moment d'inertie :***

- $I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".
- $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

➢ Pour les voiles en diagonale :

- $I_{YG} = \frac{e.L}{12}[L^2 x cos^2(\alpha) + e^2 x \sin^2(\alpha)]$.
- $I_{YG} = \frac{e.L}{12}[L^2 x \sin^2(\alpha) + e^2 x \cos^2(\alpha)]$.

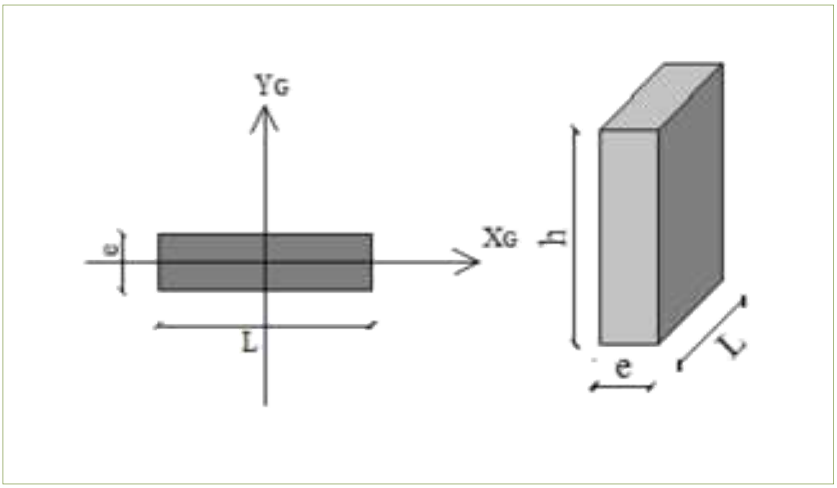


Figure.IV.4. Voile plein.

B.2. Les voile avec ouvertures :

Suite à l'exigence d'architecture, parfois, on à des baies dans les voiles, donc on fait les calculs pour un voile avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le voile avec file d'ouverture (notre cas) est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation appelée linteau.

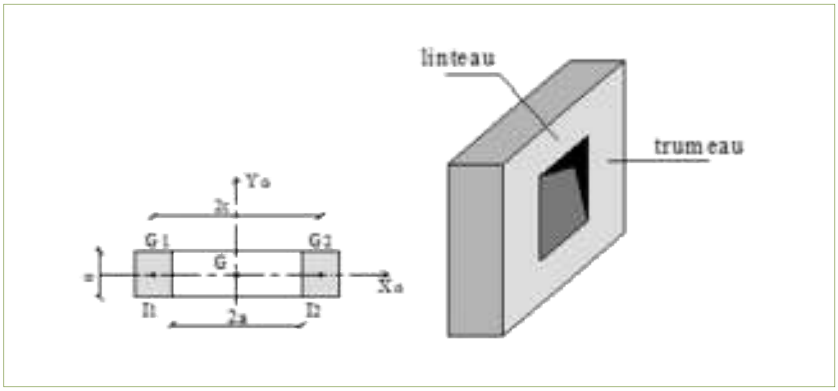


Figure.IV.5. Voile avec une seule ouverture.

La rigidité d'un voile avec une file ou plusieurs files d'ouvertures est moins qu'un voile plein ayant les mêmes caractéristiques dans tous les sens (matériaux, dimensions…). Donc pour cette raison on fait introduire la notion d'inertie équivalente pour un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures. L'inertie équivalente " Ieq " d'un voile avec file d'ouverture est égale à l'inertie du voile fictif plein qui aurait la même flèche au sommet que le voile avec files d'ouvertures soumis à une charge uniforme pour le vent et / ou triangulaire par le séisme.
Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion.

Niveau (m)	*Inertie et centre d'inertie*			
	∑ Ix (m4)	*∑ Iy (m4)*	*XR (m)*	*YR (m)*
3.06	2921000	3739000	6.6720	11.3207
6.12	941900	1479000	7.1520	11.1862
9.18	468300	851600	6.9931	11.0511
12.24	271200	517700	6.6375	10.8866
15.3	163100	323600	6.6328	10.7572
18.36	91890	189800	5.5341	10.0653

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

Calcul d'excentricité selon RPA Version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

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

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 18.35m

Largeur du bâtiment = 21.7 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 2.83 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly =3.26m

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité statique.

Excentricité			
Niveau (m)	***Ex = |XR-XG| (m)***	***Ey = |YR-YG| (m)***	***Vérification***
3.06	1.233	1.74	Ok
6.12	0.744	1.592	Ok
9.18	0.897	1.442	Ok
12.24	1.24	1.262	Ok
15.3	1.214	0.956	Ok
18.36	2.458	0.783	Ok

- **IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : (Art.4.2.7 : RPA 99 Version 2003)**

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

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

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

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

Tableau.IV.4. Calcul d'excentricité.

Etage	L_x *(m)*	L_y *(m)*	e_x *(m)*	e_y *(m)*
RDC	18.85	21.7	0.94	1.08
1er	18.85	21.7	0.94	1.08
2ème	18.85	21.7	0.94	1.08
3ème	18.85	21.7	0.94	1.08
4ème	18.85	21.7	0.94	1.08
5ème	18.85	21.7	0.94	1.08

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

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

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. En **zone III** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 48m **(C.V)**

a)Régularité en plan :

- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V)**.
- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **(C.N.V).**

  La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. **(C.N.V)**

b) Régularité en élévation :

- Notre bâtiment est régulier en élévation

Donc, selon (Art.4.1.2 : RPA 99 Version 2003) [1], les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis 'SAP2000'.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a. Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99]*.

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone **A**.

Zone	*groupe 1A*	*groupe 1B*	*groupe 2*	*groupe 3*
III	0.35	0.30	0.25	0.15

b.facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 10\ \%$ **(R.P.A 99 Version 2003. tab 4.2)**

Avec remplissage dense → $\eta = 0.76$

c.coefficient de comportement R : (R.P.A 99 Version 2003. tab 4.3)

On prend dans notre calcul (R= 3.5) ce qui correspond à un Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé), et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP2000) qui sont données ci-après.

Tableau.IV.6. Vérification de coefficient de comportement **R** sens **(X)**.

Étage	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
N°	*Poids Nz (kN)*	*Nz /Poteaux (kN)*	*Nz /Voiles (kN)*	*Effort tranchant Tx (kN)*	*Tx /Poteaux (kN)*	*Tx /Voiles (kN)*
5	2713.342	1945.502	767.840	872.045	0	872.045
4	3981.278	2916.007	1065.271	1122.660	0	1122.660
3	5289.823	4016.502	1273.321	1329.832	0	1329.832
2	6560.549	5020.381	1540.168	1508.034	0	1508.034
1	8020.048	6306.242	1713.806	1646.676	0	1646.676
RDC	9383.228	7411.579	1971.649	1732.777	0	1732.777

Tableau.IV.7. Vérification de coefficient de comportement **R** sens (X) en pourcentages.

Étage	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
N°	*Poids Nz (%)*	*Nz /Poteaux (%)*	*Nz /Voiles (%)*	*Effort tranchant Tx (%)*	*Tx /Poteaux (%)*	*Tx /Voiles (%)*
5	100	71.701	28.299	100	0	100
4	100	73.243	26.757	100	0	100
3	100	75.929	24.071	100	0	100
2	100	76.524	23.476	100	0	100
1	100	78.631	21.369	100	0	100
RDC	100	78.988	21.012	100	0	100

Tableau.IV.8. Vérification de coefficient de comportement **R** sens **(Y)**.

Étage	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
N°	*Poids Nz (kN)*	*Nz /Poteaux (kN)*	*Nz /Voiles (kN)*	*Effort tranchant Tx (kN)*	*Tx /Poteaux (kN)*	*Tx /Voiles (kN)*
5	2641.109	1945.502	695.607	875.978	0	875.978
4	3983.479	2916.007	1067.472	1134.713	0	1134.713
3	5401.647	4016.502	1385.145	1344.811	0	1344.811
2	6734.801	5020.381	1714.420	1525.032	0	1525.032
1	8248.968	6306.242	1942.726	1676.789	0	1676.789
RDC	9662.803	7411.579	2251.224	1757.738	0	1757.738

Tableau.IV.9. Vérification de coefficient de comportement **R** sens (Y) en pourcentages.

Étage	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
N°	*Poids Nz (%)*	*Nz /Poteaux (%)*	*Poids Nz/voile (%)*	*Nz /Poteaux (%)*	*Poids Nz (%)*	*Nz /Poteaux (%)*
5	100	73.662	27.322	100	0	100
4	100	73.203	27.104	100	0	100
3	100	74.357	25.65	100	0	100
2	100	74.544	25.311	100	0	100
1	100	76.449	23.342	100	0	100
RDC	100	76.702	22.992	100	0	100

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en bétonarmé (R = 3.5)et ce conformément**(Art.3.4.A.4.b : RPA 99 Version 2003)**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles reprennent la totalité des charges horizontales.

. Donc : R= 3.5

d.facteur de qualité Q : (R.P.A 99 Version 2003. 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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.10. détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	p_q			
	Suivant x		*Suivant y*	
	Observé	*N.observé*	*Observé*	*N.observé*
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0.1		0.1	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.1$
$Q_Y = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.1$

e.périodes caractéristiques : (R.P.A 99 Version 2003. tab. 4.7)

$\left.\begin{matrix} T_1 = 0.15\ \text{s} \\ T_2 = 0.50\ \text{s} \end{matrix}\right\}$ site S3(*site.meuble*)

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

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

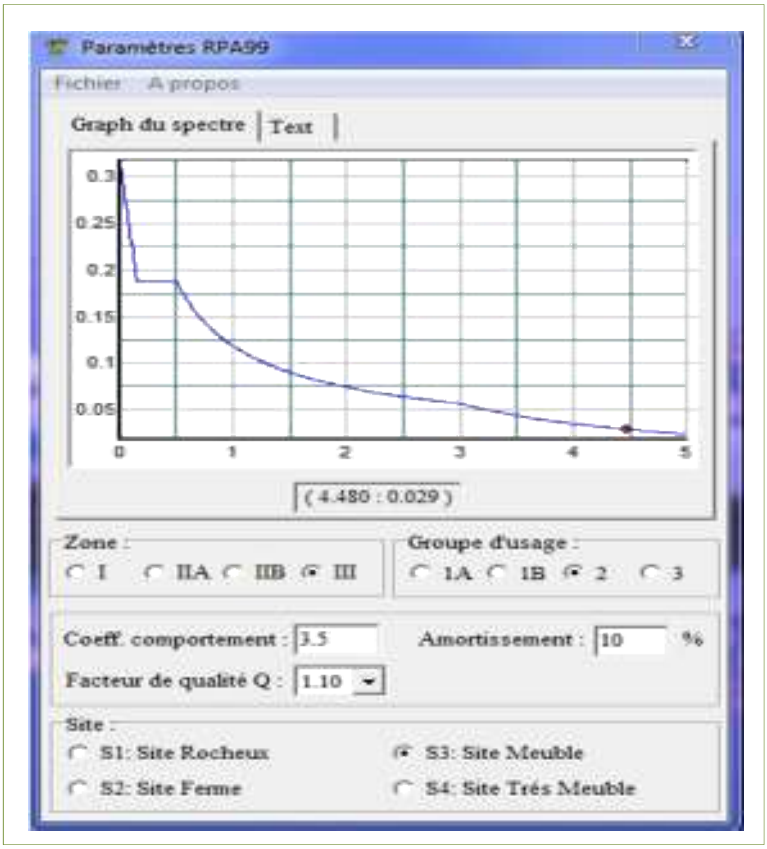


Figure.IV.6. Spectres de réponse.

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.

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

3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

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

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

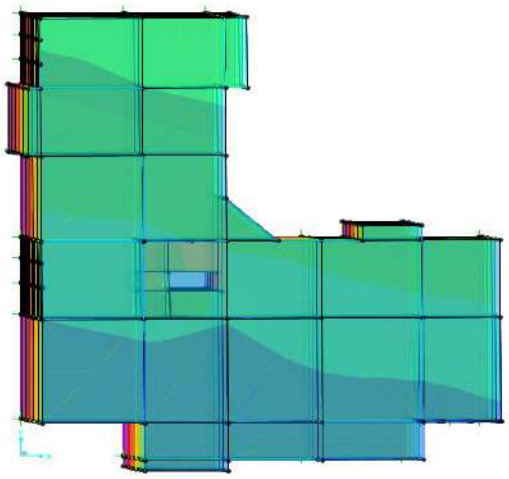
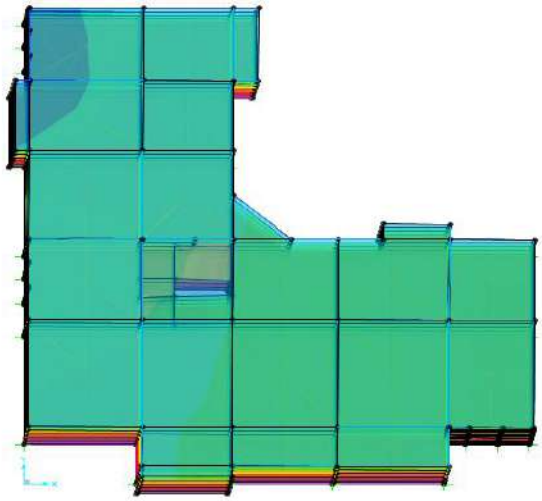
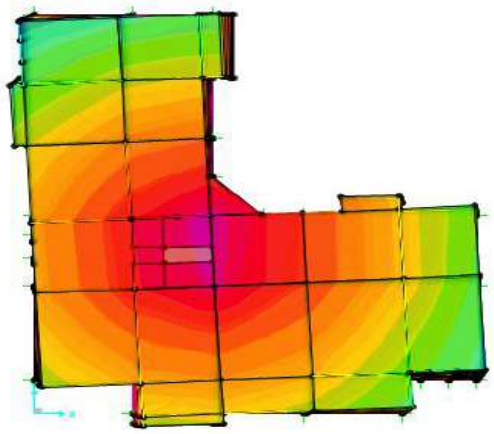
Mode 1

Mode 2

Mode 3


Figure.IV.7. Le comportement des trois premiers modes.

Tableau.IV.11. Le comportement des trois premiers modes.

	Mode 1	*Mode 2*	*Mode 3*
comportement	translation suivant l'axe (X)	translation suivant l'axe (Y)	rotation autour de l'axe (Z)
Période T (s)	0.374	0.286	0.205

Conclusion :

Avec cette disposition des voiles on a un bonne comportement modale de la structure

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : **(Art. 4.3.4. a : RPA 99 Version 2003)**

Tableau IV.12. Coefficient de participation massique.

Mode " i "	*Période " s "*	*Participation modale individuelle en (%)*			*Participation modale cumulée en (%)*		
		Ux	*Uy*	*Rz*	*SumUx*	*SumUy*	*Rz*
1	0.374	66%	4%	0%	66%	4%	0%
2	0.286	4%	67%	0%	71%	71%	0%
3	0.205	0%	0%	70%	71%	71%	70%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
17	0.05	0%	0%	2%	90%	92%	91%

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 17ème mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (Art.4.2.6 : RPA 99 Version 2003) :

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

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{Ed}{V} > 0{,}8$$

❖ **Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 Version 2003)**

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

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

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

$T_2 = 0{,}5$ s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

(Avec site S_3)

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

ξ = 10 % **(R.P.A 99 Version 2003. tab. 4.2)**

(Avec remplissage dense) → η = 0.76 ≥ 0.7 (C.V)

Alors : Dx = Dy = $2{,}5\eta$ $0 \le T \le T_2$

Donc

$$\begin{cases} D_X = 2.205 \\ D_Y = 2.205 \end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

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

β = 0.2 **(R.P.A 99 Version 2003. tab. 4.5)**

W=12387.908KN.

Tableau.IV.13. les donnés de calcule.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.1	1.1	12387.90	2146.20	2146.20

Tableau.IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

sens	*V (KN)*	*Ed (KN)*	*0.8×V*	*Ed > 0.8×V*
X	2146.20	1735.328	1716.96	C.V
Y	2146.20	1764.258	1716.96	C.V

Conclusion :

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0,8V/Ed).

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

❖ Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

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

❖ Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{ty} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

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

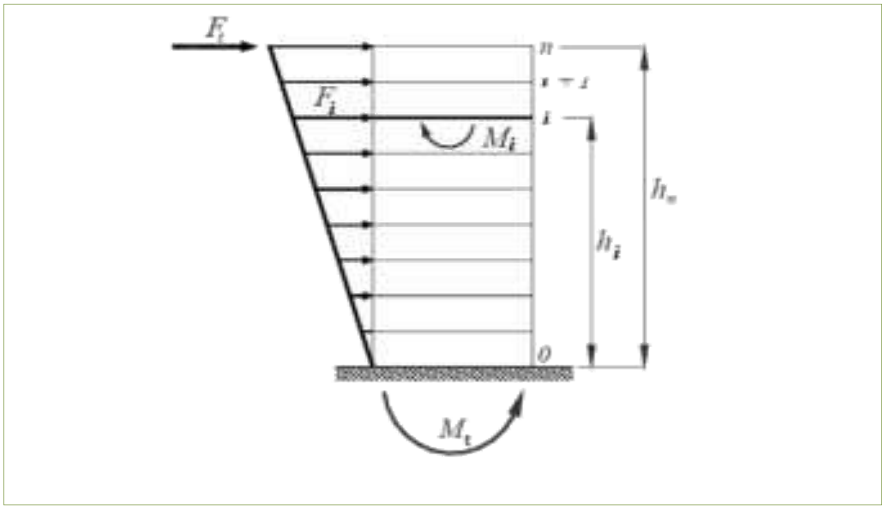


Figure.IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (Art.4.2.5 : RPA 99Version 2003) :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7 \text{ s} \end{cases}$$

On a :

- Tx = 0.38 s → F_t = 0 ; Ty = 0.35 s → F_t = 0

Donc on a :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_y$$

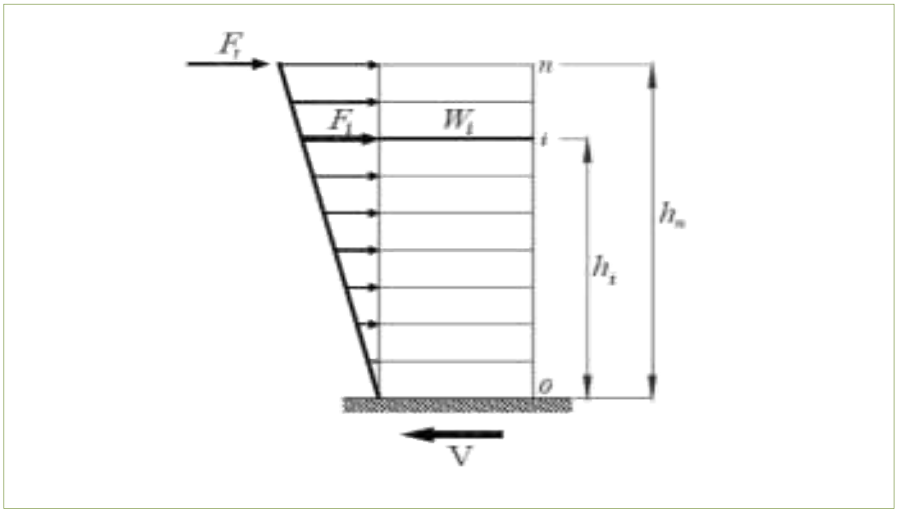


Figure.IV.9. Distribution des forces sismiques.

✓ Edx =1735.328 KN

Tableau.IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	F_{ix} *(KN)*
3.06	1523.345	4661.436	66.246
6.12	1484.935	9087.802	129.15
9.18	1445.742	13271.912	188.612
12.24	1428.041	17479.222	248.404
15.30	1466.344	22435.063	318.834
18.36	2752.816	50541.702	718.268
SOMME		122108.214	1735.328

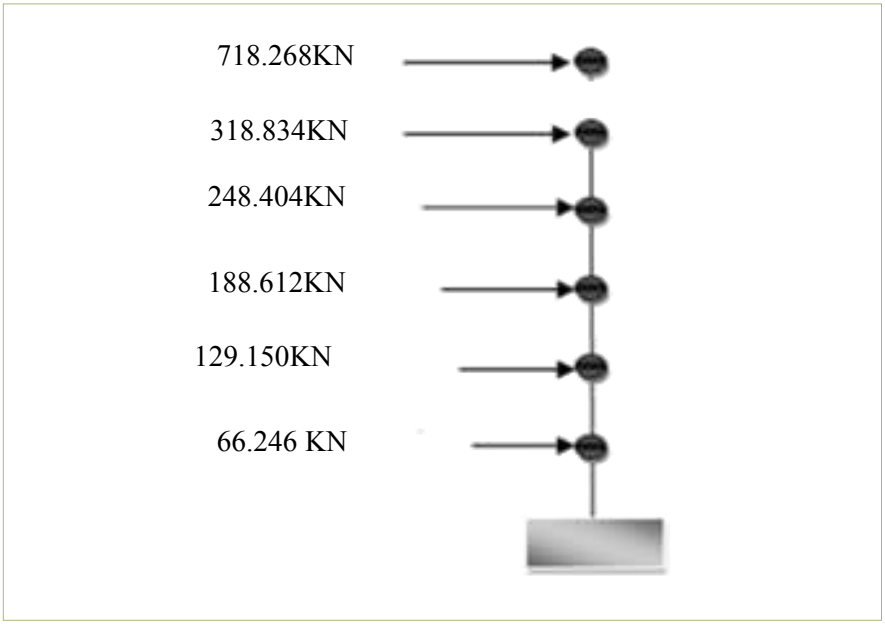


Figure.IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

✓ Edy=1764.258KN

Tableau.IV.16. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	F_{iy} *(KN)*
3.06	1523.345	4661.436	67.35
6.12	1484.935	9087.802	131.303
9.18	1445.742	13271.912	191.757
12.24	1428.041	17479.222	252.545
15.30	1466.344	22435.063	324.149
18.36	2752.816	50541.702	730.242
SOMME		122108.214	1764.258

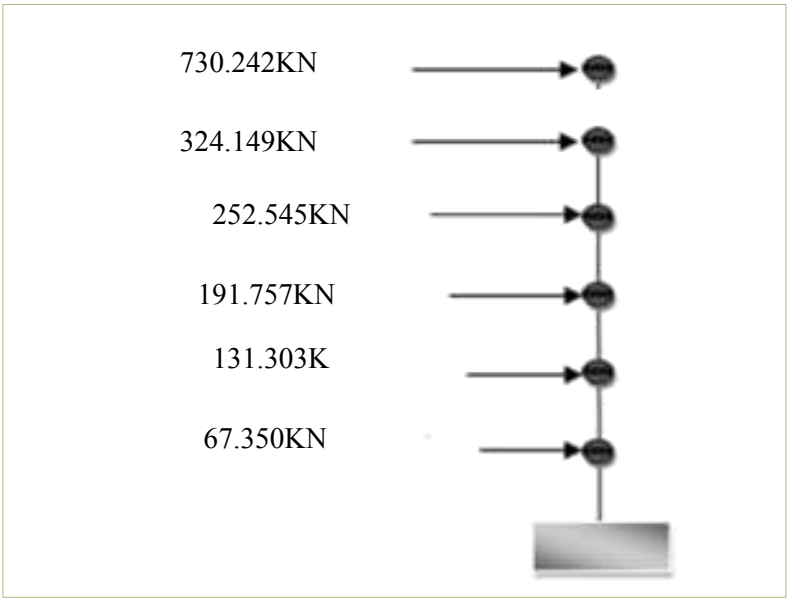


Figure.IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.4.2.Moment de renversement :

Tableau.IV.17. Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} *(KN)*	F_{iy} *(KN)*	M_{oxi} *(KN.m)*	M_{oyi} *(KN.m)*
3.06	66.246	67.35	202.712	206.091
6.12	129.15	131.303	790.398	803.574
9.18	188.612	191.757	1731.458	1760.329
12.24	248.404	252.545	3040.464	3091.15
15.30	318.834	324.149	4878.16	4959.479
18.36	718.268	730.242	13187.4	13407.243
$\sum Mo$			25121.20	25539.99

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau.IV.18. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	*Wi (KN)*	X_G*(m)*	Y_G*(m)*	M_{tx} *(KN.m)*	M_{ty} *(KN.m)*
3.06	1524.082	7.9052	9.5809	12042.34	14595.01
6.12	1485.332	7.8957	9.5941	11724.6	14246.61
9.18	1446.386	7.8898	9.6088	11406.61	13891.84
12.24	1428.434	7.8777	9.625	11249.67	13744.89
15.30	1466.987	7.8466	9.8012	11505.81	14371.93
18.36	2753.741	7.9924	9.2826	22001.6	25553.28
$\sum M_t$				81148.70	98629.83

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau.IV.19. Vérification de stabilisation.

M_{tx} *(KN.m)*	M_{ty} *(KN.m)*	M_{ox} *(KN.m)*	M_{oy} *(KN.m)*	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
81148.70	98629.83	25121.20	25539.99	3.23	3.86	C.V

Conclusion : La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.5.Vérification des déplacements inter-étages :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **(Art.4.4.3: RPA 99 Version 2003)**

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

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

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

Selon **(Art.5.10 : RPA 99 Version 2003)** : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

Δ k limite = $0.01 \times h_e$

Tableau.IV.20. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	*δ théorique (cm)*	*R*	*δ réel (cm)*	*δ inter-ètage (cm)*	*δ adm (cm)*	*Vérification*	*Déformation‰*	*Déformation adm ‰*
18.36	0.83	3.5	2.91	0.60	3.06	ok	1.96	3.5
15.30	0.66	3.5	2.31	0.59	3.06	ok	1.93	3.5
12.24	0.49	3.5	1.72	0.60	3.06	ok	1.96	3.5
9.18	0.32	3.5	1.12	0.52	3.06	ok	1.70	3.5
6.12	0.17	3.5	0.60	0.39	3.06	ok	1.27	3.5
3.06	0.06	3.5	0.21	0.21	3.06	ok	0.69	3.5

Tableau.IV.21. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	*δ théorique (cm)*	*R*	*δ réel (cm)*	*δ inter-étage (cm)*	*δ adm (cm)*	*Vérification*	*Déformation ‰*	*Déformation adm ‰*
18.36	0.50	3.5	1.75	0.35	3.06	ok	1.14	3.5
15.30	0.40	3.5	1.40	0.35	3.06	ok	1.14	3.5
12.24	0.30	3.5	1.05	0.35	3.06	ok	1.14	3.5
9.18	0.20	3.5	0.70	0.31	3.06	ok	1.01	3.5
6.12	0.11	3.5	0.39	0.25	3.06	ok	0.82	3.5
3.06	0.04	3.5	0.14	0.14	3.06	ok	0.46	3.5

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. **(CBA 93 Article : B.6.5.3);RPA 88**

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

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

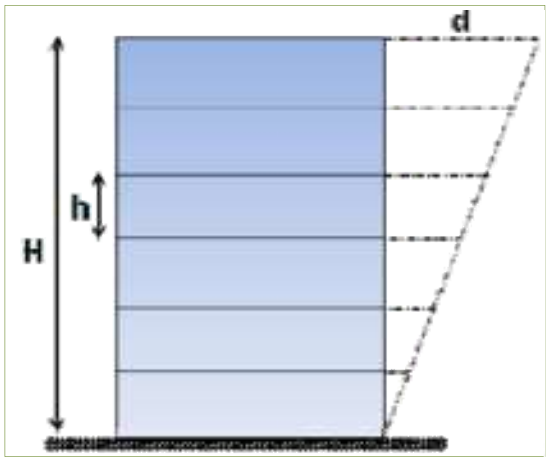


Figure.IV.12. déplacements en tête.

Tableau.IV.22. Vérification des déplacements en tête.

	δ théorique (cm)	*R*	*δ réel (cm)*	*δ adm (cm)*	*Vérification*
δx	0.83	3.5	2.91	7.34	ok
δy	0.50	3.5	1.75	7.34	ok

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (Art.5.9 : RPA 99 Version 2003) :

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

$\theta = P_k \times \Delta_k / Vk \times h_k \leq 0.10$

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

- Si 0,10<θ≤0,20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

- Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.23. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θx	θ≤ 0.10
3.06	1524.082	66.246	0.21	0.0155	C.V
6.12	1485.332	129.15	0.39	0.0144	C.V
9.18	1446.386	188.612	0.52	0.0128	C.V
12.24	1428.434	248.404	0.6	0.0111	C.V
15.30	1466.987	318.834	0.59	0.087	C.V
18.36	2753.741	718268	0.6	0.0074	C.V

Tableau IV.24. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θy	θ ≤ 0.10
3.06	1524.082	67.35	0.14	0.0102	C.V
6.12	1485.332	131.303	0.25	0.0091	C.V
9.18	1446.386	191.757	0.31	0.0076	C.V
12.24	1428.434	252.545	0.35	0.0064	C.V
15.30	1466.987	324.149	0.35	0.0051	C.V
18.36	2753.741	730.242	0.35	0.0043	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments :

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

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

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

$\bar{\tau}$ = Min $[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] ……fissuration peu nuisible

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.25. Vérification de cisaillement des poutres.

Elément (cm)	*T(KN)*	τ_{max}*(Mpa)*	*combinaison*	$\bar{\tau}$*(Mpa)*	*Vérification* $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP (30x40)	116.05	0.103	1.35G+1.5Q	3.33	C.V
PS (30x35)	36.357	0.065	1.35G+1.5Q	3.33	C. V
P.pal (30x35)	15.45	0.016	1.35G+1.5Q	3.33	C.V
longrine(30x30)	16.161	0.02	1,35.G+1,5Q	3.33	C.V

b.les poteaux : Selon RPA99 Version2003 ► [Art 7.4.3.2] ◄

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

$$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28} \qquad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases} \qquad \text{et} \qquad f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.26. Vérification de cisaillement des poteaux

h_k *(cm)*	*T(KN)*	τ_{max}*(Mpa)*	*combinaison*	$\bar{\tau}$*(Mpa)*	*Vérification* $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
pot (40 x 40)	16.447	0.109	G+Q+Edx	3.33	C.V
pot (40 x 40)	24.069	0.160	G+Q+Edx	3.33	C.V
Pot(35 x 35)	20.092	0.176	G+Q+Edx	3.33	C.V
Pot(35 x 35)	25.561	0.225	G+Q+Edx	3.33	C.V
Pot(30 x 30)	25.084	0.304	G+Q+Edy	3.33	C.V
Pot(30 x 30)	16.84	0.204	G+Q+Edx	3.33	C.V

Commentaire :

Les poteaux sont soulagé sous l'effet des forces de compression G+Q+E

IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA Version 2003 ► [Art7.1.3.3]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.27. Vérification de l'effort normal réduit à la base.

sens	*b*h (cm)*	N_d *(KN)*	υ	*combinaison*	*Vérification* $\upsilon \leq 0,3$
X	Pot (40x40)	607.61	0.168	G+Q+EdX	C.V
Y	Pot (40x40)	481.09	0.133	G+Q+EdY	C.V

IV.5.Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète un bon comportement vis-à-vis les actions sismiques. La structure à une très bonne stabilité et rigidité contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre V

Ferraillage des élements principaux

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U : 1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

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

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

Tableau V-1 : données de calcul

situation durable		*situation accidentelle*	
Béton	***Acier***	***Béton***	***Acier***
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b =1,5	γ_s =1,15
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b = 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$

V.2.2.a. Recommandations du R.P.A99 :

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

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone II.

V.2.2.b. Armatures transversales :

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

b : largeur de la poutre.

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

- $St \leq h/2$ en Zone courante.
- $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

1-Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30*40	inter	Travée	52.5347	1.35G+1.5Q	4.2	**3HA14**=4.62
			Appui	-95.938	1.35G+1.5Q	8.8	**6HA14**=9.24
		rive	Travée	36.9447	1.35G+1.5Q	3.2	**3HA12**=3.39
			Appui	-62.957	1.35G+1.5Q	5.5	**3HA14+2HA12** =6.88
Etage courant	30*40	inter	Travée	31.9327	1.35G+1.5Q	2.5	**3HA12**=3.39
			Appui	-44.509	G+Q+Edy	3.6	**3HA14**=4.62
		rive	Travée	30.0384	0.8G +EX	2.4	**3HA12**=3.39
			Appui	-46.868	0.8G +EX	3.7	**3HA14**=4.62

Tableau .V.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30*35	inter	Travée	33.1414	G+Q	3.1	**3HA12**=3.39
			Appui	-33.614	G+Q	3.1	**3HA12**=3.39
		rive	Travée	28.275	G+Q	2.6	**3HA12**=3.39
			Appui	-40.227	G+Q+Edx	3.7	**3HA14**=4.62
Etage courant	30*35	inter	Travée	30.1185	1.35G+1.5Q	2.8	**3HA12**=3.39
			Appui	-42.309	G+Q+Edy	3.9	**3HA14**=4.62
		rive	Travée	37.1146	0.8G +EX	3.4	**3HA14**=4.62
			Appui	-46.282	0.8G +EX	4.3	**3HA14**=4.62

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

➢ $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

➢ $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau .V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	inter	Travée	38.3883	13.85	4.8	15	87	201.63	C.V
			Appui	-70.083	13.85	9.7		176.3		
		rive	Travée	27.0735	9.24	3.8	15	89.7	201.63	
			Appui	-46.124	11.5	6.5		152.9		
Etage courant	30*40	inter	Travée	23.0424	9.24	3.4	15	85.1	201.63	C.V
			Appui	-22.347	9.24	3		74.1		
		rive	Travée	9.9421	9.24	1.1	15	11.62	201.63	
			Appui	-18.46	9.24	2.6		61.2		

Tableau .V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*35	inter	Travée	22.0882	6.78	4.4	15	114	201.63	C.V
			Appui	-22.468	6.78	4.4		116		
		rive	Travée	29.0113	8.01	5.4	15	1284	201.63	
			Appui	-22.15	8.01	4.1		97.8		
Etage courant	30*35	inter	Travée	12.2763	8.01	1.7	15	18.5	201.63	C.V
			Appui	-13.777	8.01	2.6		60.8		
		rive	Travée	14.8993	9.24	2.7	15	57.4	201.63	
			Appui	-13.669	9.24	2.4		52.7		

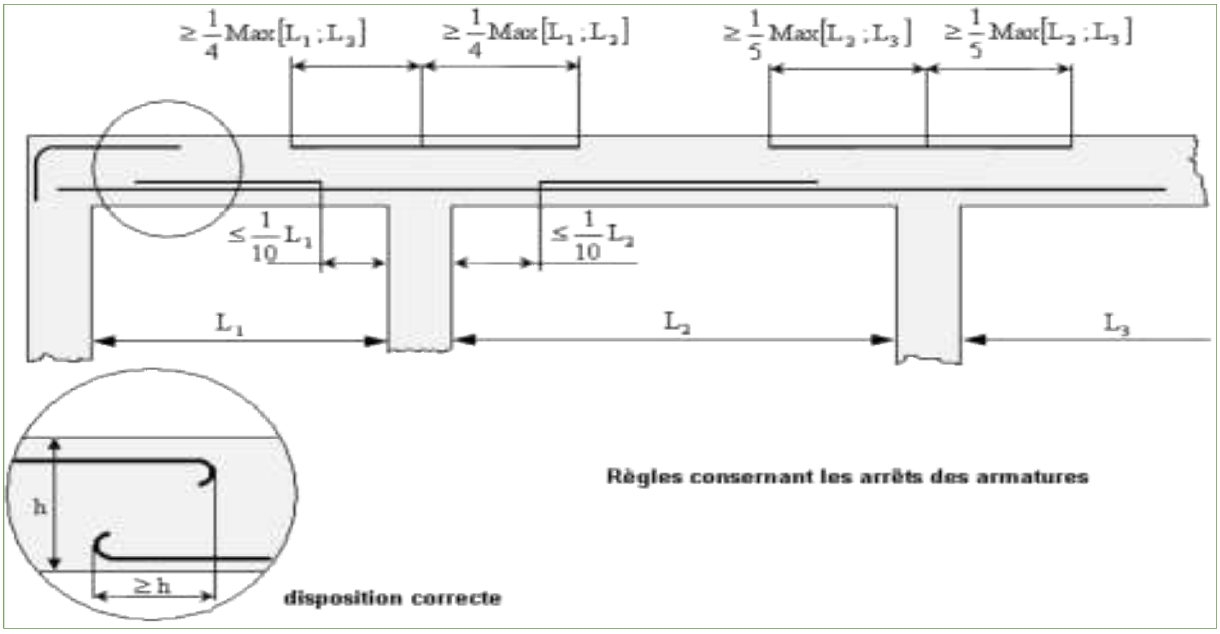


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A_{max} RPA.

Tableau V-6: Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	13.86	6	60	C.V
			Appui	13.86			C.V
		rive	Travée	9.24	6	60	C.V
			Appui	11.5			C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	9.24	6	60	C.V
			Appui	9.24			C.V
		rive	Travée	9.24	6	60	C.V
			Appui	9.24			C.V

Tableau V-7: Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	13.86	1.2	C.V
			Appui	13.86		C.V
		rive	Travée	9.24	1.2	C.V
			Appui	11.5		C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	9.24	1.2	C.V
			Appui	9.24		C.V
		rive	Travée	9.24	1.2	C.V
			Appui	9.24		C.V

Tableau V-8: Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	6.87	5.25	52.5	C.V
			Appui	6.87			C.V
		rive	Travée	8.01	5.25	52.5	C.V
			Appui	8.01			C.V
Etage courant	30*35	inter	Travée	8.01	5.25	52.5	C.V
			Appui	8.01			C.V
		rive	Travée	9.24	5.25	52.5	C.V
			Appui	9.24			C.V

Tableau V-9: Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	6.87	1.05	C.V
			Appui	6.87		C.V
		rive	Travée	8.01	1.05	C.V
			Appui	8.01		C.V
Etage courant	30*35	inter	Travée	8.01	1.05	C.V
			Appui	8.01		C.V
		rive	Travée	9.24	1.05	C.V
			Appui	9.24		C.V

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \overline{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V-10 : Lois de la contrainte

	poutres de rive	*poutres intermédiaires*
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Niveau	*B (cm^2)*	*Type*	*Position*	*Tu (KN.m)*	*combinaison*	τ	$\overline{\tau}$	*Vérification* $\tau \leq \overline{\tau}$
Terrasse	30*40	inter	Appui	114.17	1.35G+1.5Q	0.09	3.33	C.V
		rive	Appui	75.952	1.35G+1.5Q	0.06	3.26	C.V
Etage courant	30*40	inter	rive	-44.45	1.35G+15Q	0.03	3.33	C.V
		rive	Appui	46.107	G+Q+Edx	0.03	3.26	C.V

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

Niveau	*B (cm^2)*	*Type*	*Position*	*Tu (KN.m)*	*combinaison*	τ	$\overline{\tau}$	*Vérification* $\tau \leq \overline{\tau}$
Terrasse	30*35	inter	rive	-24.722	G+Q+Edy	0.02	3.33	C.V
		rive	Appui	38.487	G+Q+Edy	0.03	3.26	C.V
Etage courant	30*35	inter	rive	-28.097	G+Q+Edx	0.02	3.33	C.V
		rive	Appui	38.207	G+Q+Edx	0.03	3.26	C.V

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10] Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

L'espacement entre lesarmatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2] ◄
  - St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
  - St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
  - St ≤ $\frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2] ◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

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

Tableau .V.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		*RPA 99*			*S_t adopté (cm)*		
Niveau	***B (cm^2)***	***Tu (MPa)***	***S_t (cm)***	***A_t (cm2)***	***S_t(nodale) (cm)***	***S_t(courant) (cm)***	***At (cm^2)***	***S_t (nodale) (cm)***	***St (courant) (cm)***	***At choisie (cm^2)***
Terrasse	30*40	0.508	42.75	1.29	12.5	25	1.125	10	15	**4Ø8** =2.01
5eme et 4 eme	30*40	1.600	42.75	1.29	12.5	20	1.125	10	15	**4Ø8** =2.01
3eme,2eme,1er RDC	35*40	1.900	42.75	1.50	12.5	20	1.125	10	15	**4Ø8** =2.01

Tableau .V.14 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm2)	τu(Mpa)	St (cm)	At(cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At(cm2)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At choisie (cm2)
Terrasse	30*35	1.39	31.5	0.94	8.75	22.5	1.01	10	15	4Ø8 =2.01
5^{eme} et 4^{eme}	30*35	1.6	31.5	0.94	8.75	22.5	1.01	10	15	4Ø8 =2.01
3^{eme},2^{eme} 1^{er} RDC	30*35	1.9	36	0.94	10	22.5	0.95	10	15	4Ø8 =2.01

V.2.7.Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau .V.15 : Vérification de la flèche des poutres

		$1^{ère}$ condition			$2^{ème}$ condition			$3^{ème}$ condition		
Niveau	B (cm2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*35	0.076	0.062	C.V	0.076	0.085	C.N.V	0.006	0.010	C.V
	30*40	0.087	0.062	C.V	0.087	0.085	C.V	0.007	0.010	C.V

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire

- Pour les poutres secondaire de 30*35 : Df = 9.3 mm < $l_0/400$ = 10.5 mm
- Pour les poutres principale de 30*40 : Df = 12.4 mm < $l_0/400$ = 12.7 mm

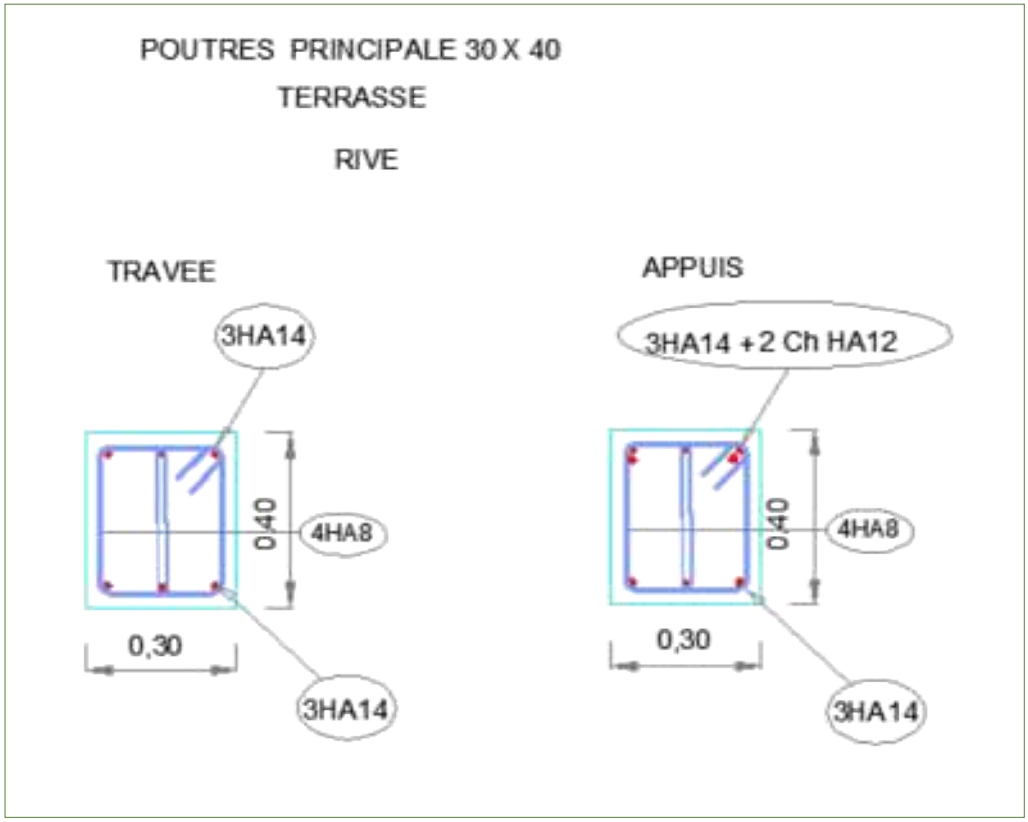


Figure V-2 : Ferraillage poutre principale terrasse rive

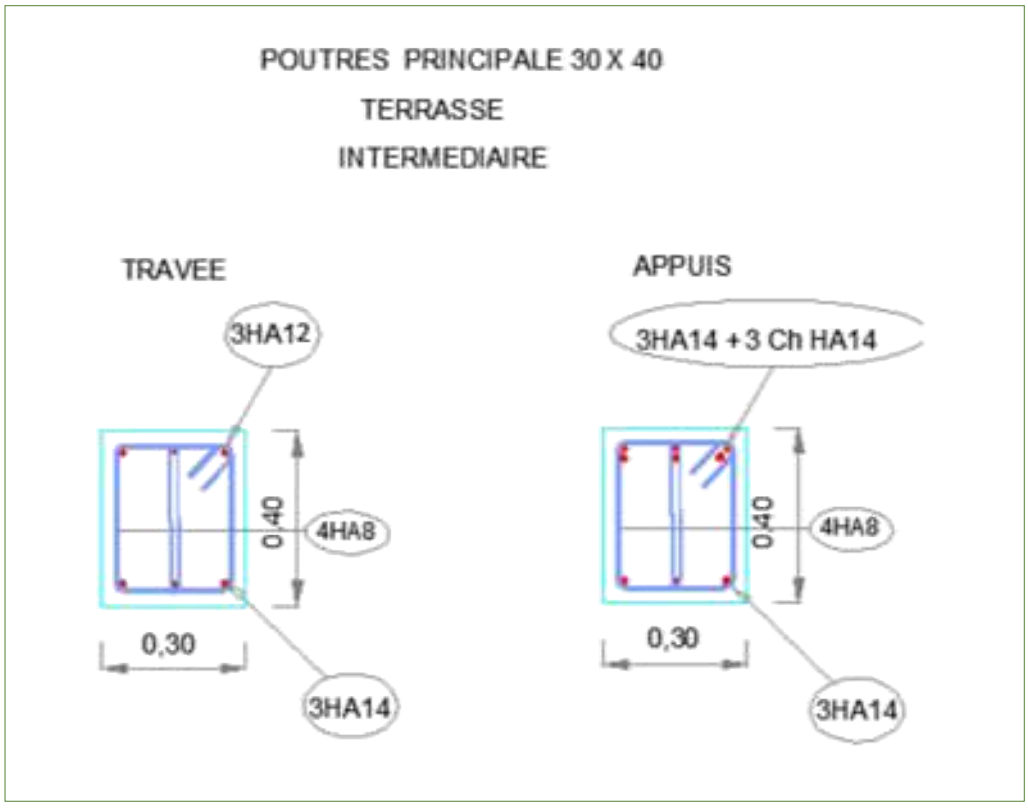


Figure V-3 : Ferraillage poutre principale terrasse intermediaire

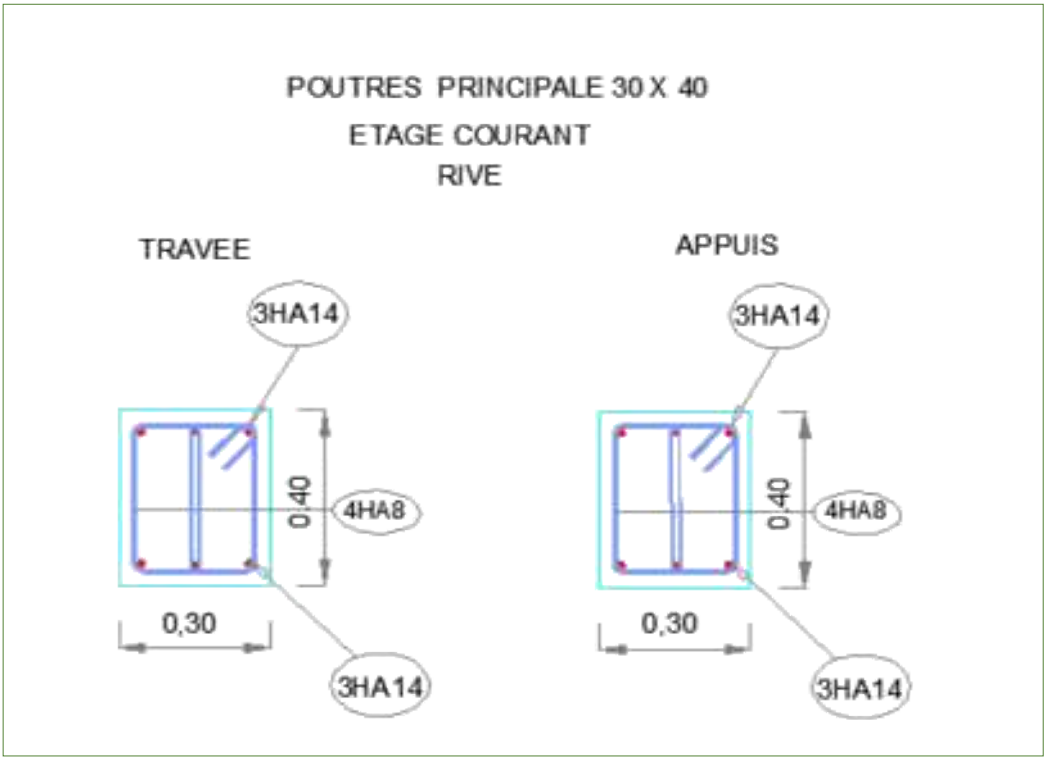


Figure V-4 : Ferraillage poutre principale étage courant rive

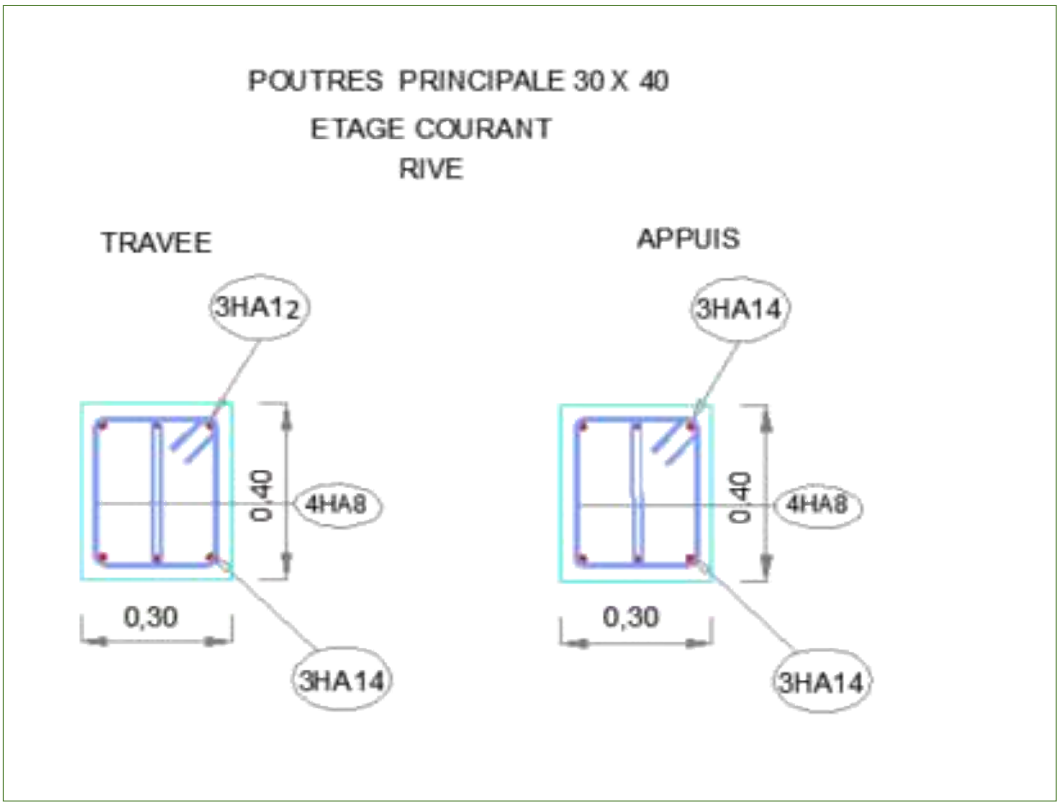


Figure V-5 : Ferraillage poutre principale étage courant intermediaire

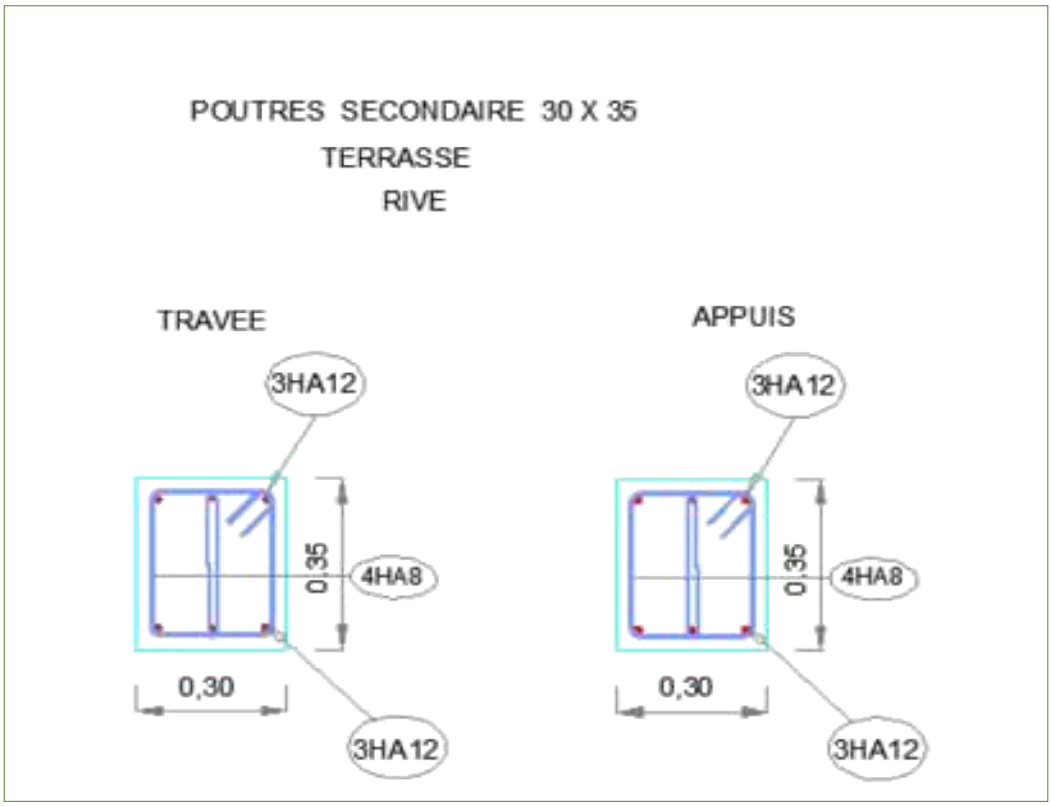


Figure V-6 : Ferraillage poutre secondaire terrasse rive

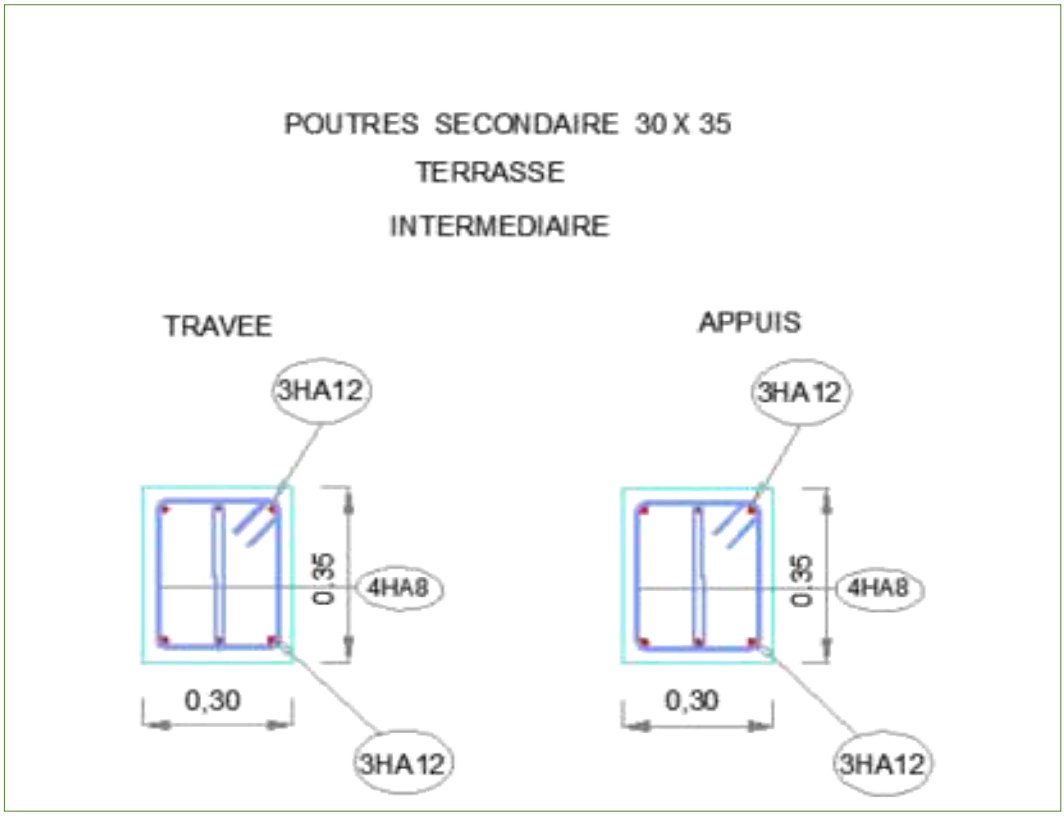


Figure V-7 : Ferraillage poutre secondaire terrasse intermediaire

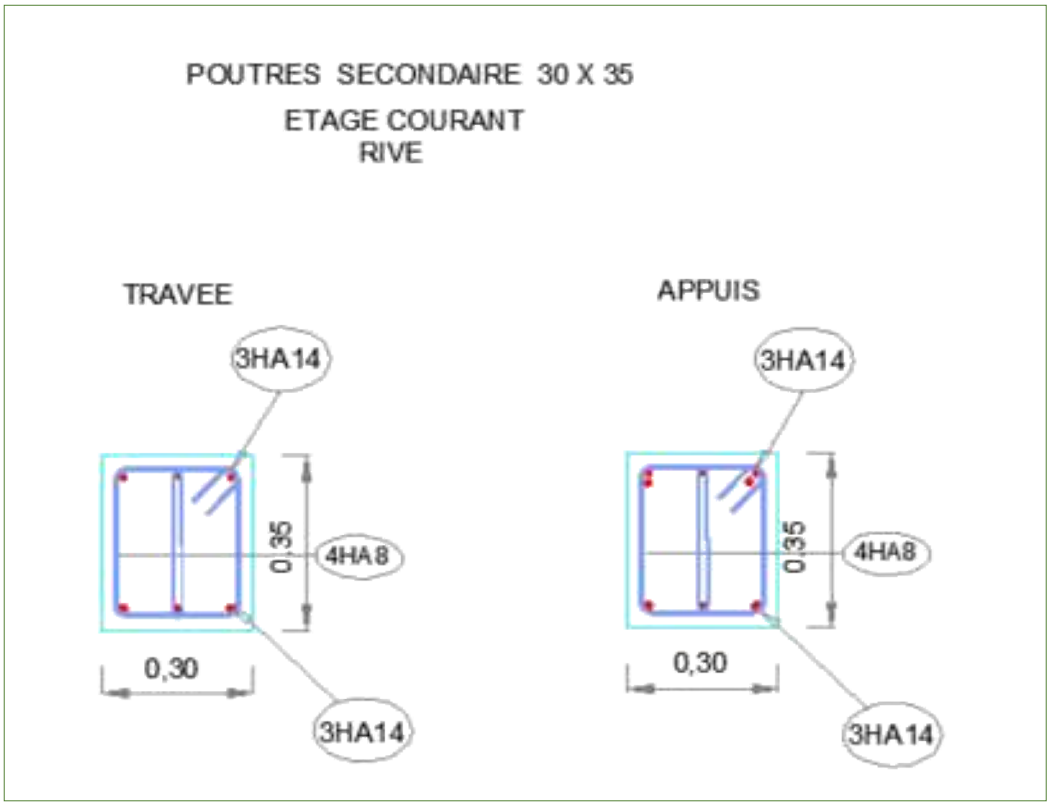


Figure V-8 : Ferraillage poutre secondaire étage courant rive

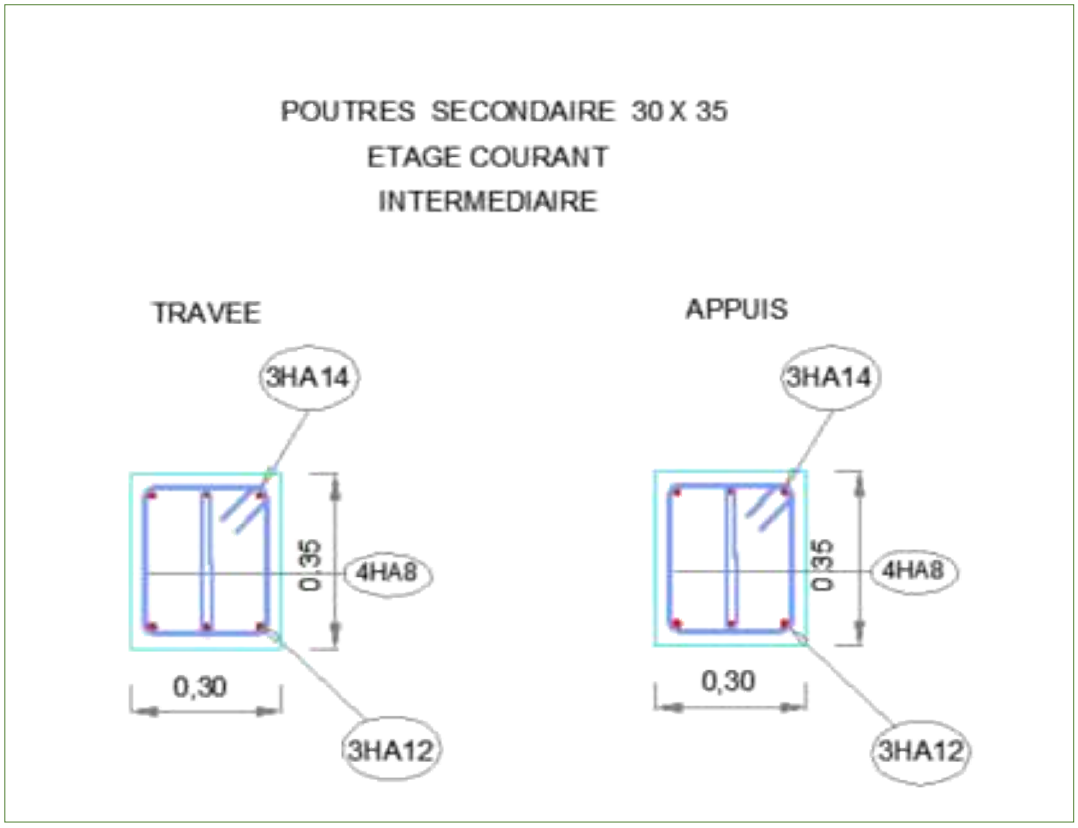


Figure V-9 : Ferraillage poutre secondaire étage courant intermediaire

V.3. Calcul des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable :

  - Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- Situation accidentelle :

  - Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1- (N_{max} ; M_{corr}).
2- (M_{max} ; N_{corr}).
3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone II.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son N_{corres}.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q,

Dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

- $e=e_1+e_2$
- $e_1=\frac{M}{N+e_a}$
- $e2=\frac{3L_{f^2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$
- Avec : $e_a=\max(2cm ; \frac{L}{250})$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V.16: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)	*Cas*	*Combinaison*	*N (KN)*	*M_x (KN.M)*	*M_y (KN.M)*	*A_{s1} (cm2)*	*A_{s2} (cm2)*	*A_{min} (cm2)*	*$A_{choisie}$ (cm2)*
5	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	**G+Q+Edx**	-241.525	-1.4485	-16.91	4.7	0	8.1	**8HA12** = 9.05
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	**G+Q+Edx**	-73.826	-5.4131	-27.39	2.4	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	**G+Q+Edx**	64.155	1.5	0.4597	2.4	0		
4	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	**G+Q+Edx**	-313.643	-0.6495	-12.22	0	0	8.1	**8HA12** = 9.05
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	**G+Q+Edx**	-123.995	-1.2418	-21.67	0	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	**0.8G+Ed$_x$**	100.966	0.9812	1.3142	0	0		
3	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	**1.35G+1.5Q**	-286.257	-10.979	-8.421	0	0	11.025	**8HA14** = 12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	**G+Q+Edx**	-205.822	3.8441	-22.09	0	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	**0.8G+Ed$_x$**	197.564	1.6715	3.4785	0	0		
2	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	**G+Q+Edx**	-447.767	-8.7998	-8.747	0	0	11.025	**8HA14** = 12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	**G+Q+Edx**	-258.18	3.1184	-16.33	0	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	**0.8G+Ed$_x$**	314.171	1.2239	4.8299	0	0		
1	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	**G+Q+Edx**	693.04	-10.39	13.2	0	0	14.4	**8HA16** = 16.08
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	**G+Q+Edx**	505.22	4.02	16.02	0	0		
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	**G+Q+Edx**	-297.215	1.03	8.88	0	0		
RDC	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	**0.8G+Ed$_x$**	491.09	8.884	-3.85	0	0	14.4	**8HA16** = 16.08
	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	**1.35G+1.5Q**	-907.256	-3.889	-19.33	0	0		
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	**G+Q+Edx**	-907.256	-3.889	-19.33	0	0		

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

Tableau .V.17 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)	*Cas*	*Combinaison*	*N(KN)*	M_x *(KN.M)*	M_y *(KN.M)*	$A_x=A_y$ *(cm2)*	$б_b$ *(MPa)*	$б_s$ *(MPa)*	$б_s'$ *(MPa)*	*Vérification*
5	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-150.9	-150.9	3.53	**8HA12**= 9.05	2	0	29.2	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	-68.68	-68.687	-9.94		2.31	11.1	31	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	15.968	15.968	-0.51		0.3	1.1	4.1	
4	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-192.04	-192.04	2.71	**8HA12**= 9.05	2.3	0	33.6	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	-72.41	-72.416	-12.3		2.8	0	36.6	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-10.62	-10.624	0.09		0.1	0	1.8	
3	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-203.78	-203.78	1.72	**8HA14**= 12.32	2.3	0	32.5	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	-194.59	-194.59	-1.83		2.3	0	32.3	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-49.057	-49.057	0.24		0.5	0	7	
2	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-255.6	-255.6	1.04	**8HA14**= 12.32	2.4	0	35.3	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	-246.41	-246.41	-1.08		2.4	0	35.2	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-72.195	-72.195	0.46		0.7	0	10.4	
1	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-313.52	-313.52	0.89	**8HA16**= 16.08	2.2	0	32.6	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	-227.45	-227.45	-3.26		1.8	0	26.3	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-107.71	-107.71	0.82		0.8	0	11.4	
RDC	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-375.49	-375.49	0.16	**8HA16**= 16.08	2.2	0	32.7	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	-259.26	-259.26	2.45		1.8	0	26.3	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-140.07	-140.07	-1.03		0.8	0	12.4	

La contrainte de béton est limitée par :$\overline{\sigma_b}$=15 MPa
La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

- ***Justification de la contrainte de cisaillement*** *:*

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement. $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ → Fissuration peu nuisible.
- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ → Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 (version2003) :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

P_d = 0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

P_d = 0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V.18 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	*Section*	T_u *max*	τ_u	λ	ρ_d	ζ	ζ	$\zeta < \zeta$
RDC	40*40	29.98	0.19	19.47	0.075	1.875	3.33	C.V
1^{ER}	40*40	23.94	0.15	19.47	0.075	1.875	3.33	C.V
2^{EME}	35*35	22.54	0.19	21.42	0.075	1.875	3.33	C.V
3^{EME}	35*35	26.94	0.20	21.42	0.075	1.875	3.33	C.V
4^{EME}	30*30	24.94	0.3	26.77	0.075	1.875	3.33	C.V
5^{EME}	30*30	28.97	0.3	26.77	0.075	1.875	3.33	C.V

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_l}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_l: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale\ . \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si} \quad \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & \text{si} \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le RPA 99 Version 2003 est donnée par :

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & si\lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si\ \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$$\lambda_g = l_f/D$$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φ_{lmin}= 1.4 cm

- Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.19 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux

section	T_u *(kN)*	A_t *(mm^2)*	λ_g	ρ_a	$S_{t\ cal}$ *(cm)*	*Zone*	$S_{t\ finale}$	*choix*
RDC + 1er	29.98	77.95	5.32	2.5	12.6	courante	15	**5Φ8**
						nodale	10	
2 éme + 3éme	26.94	46.06	4.54	3.75	18.85	courante	15	**4Φ8**
						nodale	10	
4éme+5éme	28.97	1	7.82	2.5	19.66	courante	15	**4Φ8**
						nodale	10	

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/S_t.b$) :

Tableau .V.20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	*Zone*	$t = \frac{A_t}{S_t.b}(\%)$	λ_g	*T<0.3%*	*t≥0.8%*	*0.3%<t<0.8%*
40*40	courante	0.085	5.32	oui	-	-
	nodale	0.128		oui	-	-
35*35	courante	0.6	4.54	-	-	oui
	Nodale	0.83		-	oui	-
30*30	courante	0.01	7.82	oui	-	-
	nodale	0.0		oui	-	-

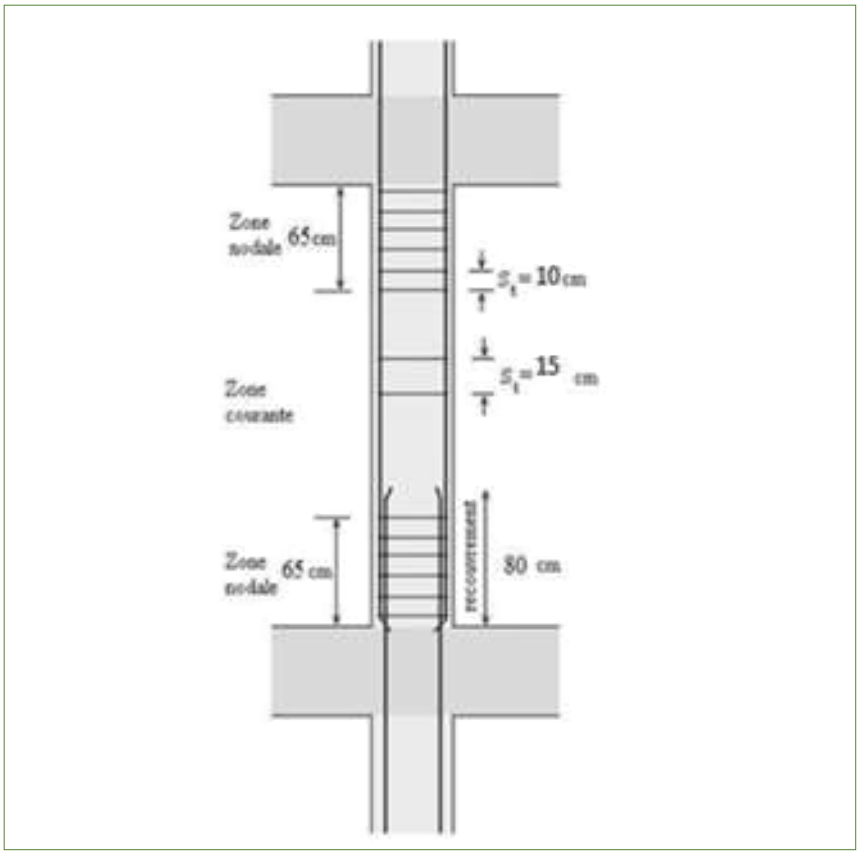


Figure.V.10: Disposition des armatures dans les poteaux

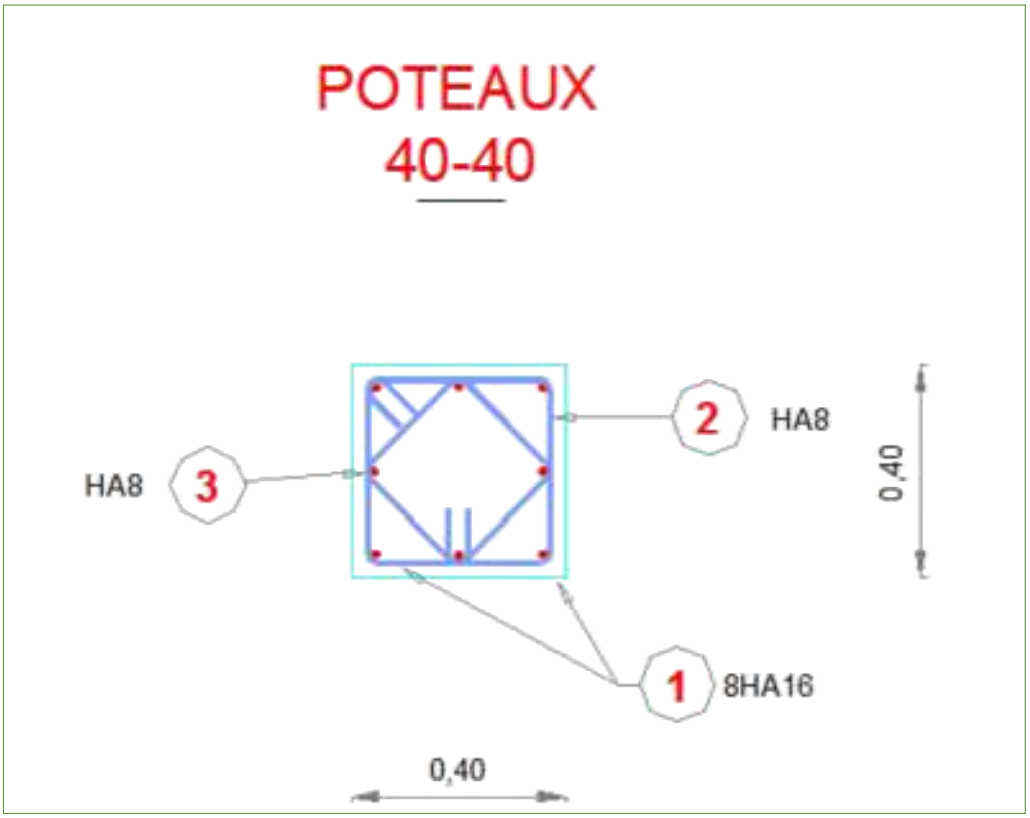


Figure .V. 11: Ferraillage poteaux 40x40

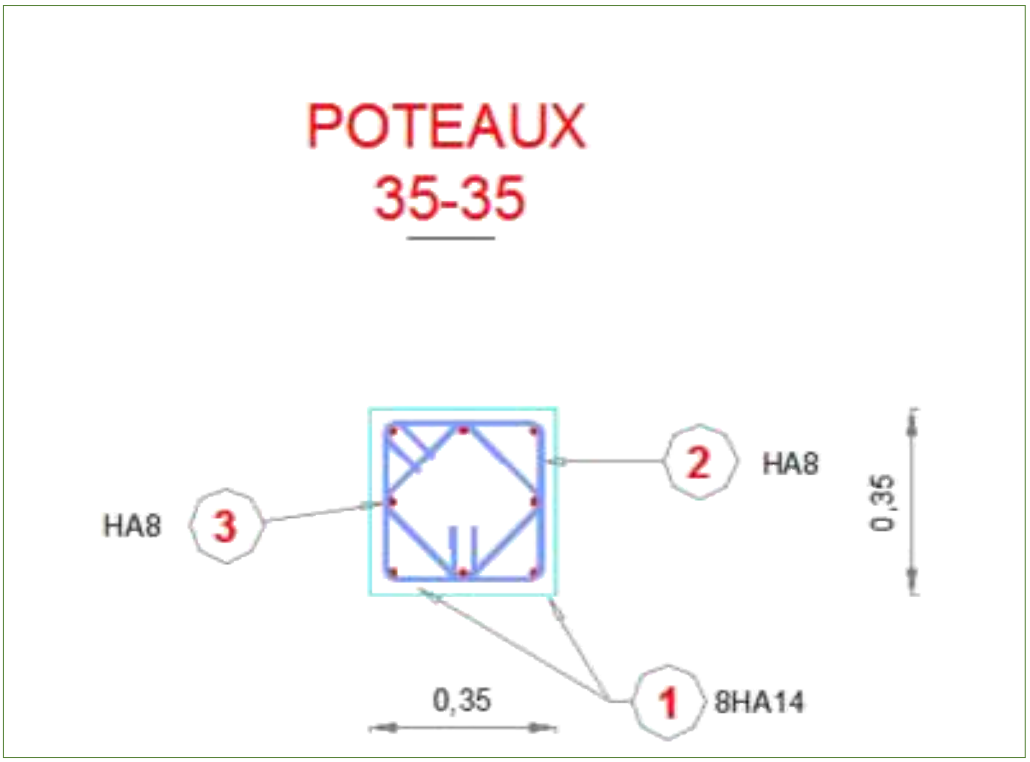


Figure V. 12: Ferraillage poteaux 35x35

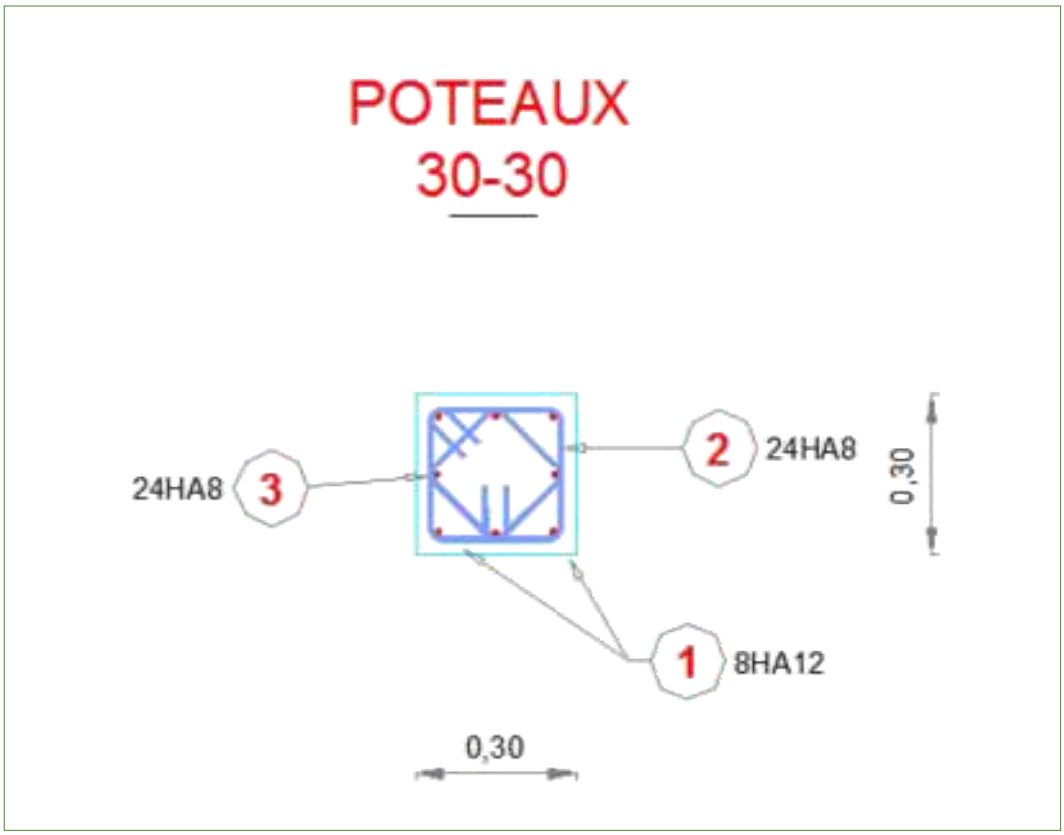


Figure V. 13: Ferraillage poteaux 30x30

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

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

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

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

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

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

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

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A- Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 :

- Aver ≤ 0.4cm2pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_V}{a.b} \leq 5\%$

$$\frac{A_v}{a\ b}$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- Av =0.2%Bt → dans la section tendue du voile.
- Av =0.15%B → dans la section globale du voile.
- Av =0.10%B → dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.
-

B-Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".
- Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

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

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

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

Avec :

- τ_b: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- Ah : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $Sh \leq \frac{A.h}{0.003}$
- $Sh \leq \min [1.5a ; 30cm]$

c-Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) :

La longueur de recouvrement doit être égale :

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

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

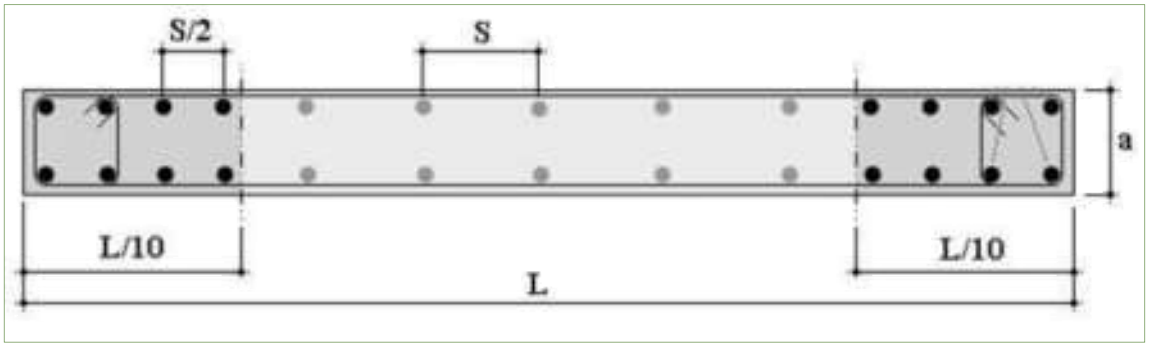
-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



.

Fig.V.14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.21 : Les données de calcul

Situation durable		*Situation accidentelle*	
Béton	***Acier***	***Béton***	***Acier***
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

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

Tableau .V.22 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

voile	*niveau*	*S (cm²)*	*N(KN)*	*M(KN.m)*	*Situation*	*Acalculé (cm²)*	*St (cm)*	*A choisie(cm²)*
V1	***RDC***	15*420	1050.79	2706.33	G+Q+Edx	4.5	15	2x(**21HA12**)=23.75
	1ER		884.52	2216.25		3.2	15	
	2EME		751.75	1772.52		1.9	15	
	3EME		533.03	1194.88		0.8	15	
	4EME		359.56	636.43		0	15	
	5EME		165.82	238.85		0	15	
V2	***RDC***	15*195	651.07	550.9	G+Q+Edx	8.4	15	2x(**10HA12**)=11.33
	1ER		635.4	180.66		0	15	
	2EME		562.65	125.41		0	15	
	3EME		465.15	78.43		0	15	
	4EME		384.97	31.91		0	15	
	5EME		229.95	40.49		0	15	
V3	***RDC***	15*340	1997.59	2076.64	G+Q+Edy	14.2	15	2x(**17HA12**)=19.23
	1ER		1596.9	1745.01		0	15	
	2EME		1320.75	1432.59		0	15	
	3EME		908.62	1095.3		0	15	
	4EME		640.93	669.99		0	15	
	5EME		607.8	474.01		0	15	
V4	***RDC***	15*510	1545.32	3085.99	G+Q+Edx	21	15	2x(**25HA12**)=29.31
	1ER		1280.29	2395.67		21	15	
	2EME		1066.81	1932.82		21	15	
	3EME		762.91	1347.94		21	15	
	4EME		514.89	822.19		21	15	
	5EME		244.57	462.11		21	15	
V5	***RDC***	15*380	1245.96	2244.57	G+Q+Edx	15.8	15	2x(**19HA12**)=19.41
	1ER		1034.82	1350.73		15.8	15	
	2EME		871.42	1136.57		15.8	15	
	3EME		670.57	892.55		15.8	15	
	4EME		470.51	592.88		15.8	15	
	5EME		338.59	396.13		15.8	15	

B. Vérification des armatures à ELS :

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

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

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

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

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

- $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.23 : vérification des armateurs verticaux a l'els

voile	*S (cm²)*	*Achoisie (cm²)*	*Nser (KN)*	*Mser (KN.M)*	*σb (MPa)*	*σs (MPa)*	*[σb] (MPa)*	*[σs] (MPa)*
V1	15*420	23.75	256.75	-51.29	0.5	6.8	15	201.63
V2	15*195	11.33	163.32	-69.7	1.2	15.6	15	201.63
V3	15*340	19.23	433.66	113.63	1.1	15.8	15	201.63
V4	15*510	29.31	598.38	-42.16	0.8	11.2	15	201.63
V5	15*380	19.41	318.47	39.36	0.6	8.8	15	201.63

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.24 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

Av (cm²)	*Ah= Av/4*	*A choisit (cm²)*	*s(cm)*
23.75	5.39	***7HA10***	15
11.33	2.82	***7HA10***	15
19.23	4.80	***7HA10***	15
29.31	7.32	***7HA10***	15
19.41	4.85	***7HA10***	15

Tableau .V.25 : Vérification des armatures.

voile	*S(cm²)*	*T*	*ζ*	*ζbar*	*ζ<ζbar*
V1	15*420	604.59	0.97	5	C.V
V2	15*195	181.03	0.64	5	C.V
V3	15*340	664.9	1.32	5	C.V
V4	15*510	672.15	0.89	5	C.V
V5	15*380	537.22	0.96	5	C.V

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles de diamètre de 8 mm

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.26 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

voile	*niveau*	*S (cm²)*	*N(KN)*	*M(KN.m)*	*Situation*	*Acalculé (cm²)*	*St (cm)*	*A choisie(cm²)*
t1	*RDC*	15*320	903.06	916.93	G+Q+Edx	13.4	15	2x(**16HA12**)=18.10)
	1ER		723.43	772.94		13.4	15	
	2EME		581.74	631.12		13.4	15	
	3EME		401.43	465.84		13.4	15	
	4EME		260.76	297.41		13.4	15	
	5EME		132.12	182.14		13.4	15	
t2	*RDC*	15*345	602.12	983.38	G+Q+Edy	14.4	15	2x(**17HA12**)= 19.22
	1ER		527.97	734.58		14.4	15	
	2EME		471.05	557.9		14.4	15	
	3EME		379.4	340.45		14.4	15	
	4EME		301.99	163.68		14.4	15	
	5EME		173.24	33.43		14.4	15	
t3	*RDC*	15*380	817.57	1119.8	G+Q+Edy	15.8	15	2x(**19HA 12**)=21.49
	1ER		626.61	932.48		15.8	15	
	2EME		496.22	731.68		15.8	15	
	3EME		328.55	480.65		15.8	15	
	4EME		220.09	233.6		15.8	15	
	5EME		120.42	53.63		15.8	15	

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.27 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

voile	*S(cm²)*	*Achoisie*	*Nser*	*Mser*	*бb (MPa)*	*бs (MPa)*	*[бb] (MPa)*	*[бs] (MPa)*
t1	15*320	18.1	381.15	45.44	0.2	3.2	15	201.63
t2	15*345	19.23	551.43	-125.86	1.3	19.4	15	201.63
t3	15*380	21.46	206.6	-98.97	0.5	7.9	15	201.63

B. Les armateurs horizontaux :

Tableau .V.28 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Av (cm²)	*Ah= Av/4*	*A choisit cm²*	*s(cm)*
18.10	4.52	***7HA10***	15
19.23	4.80	***7HA10***	15
21.49	5.37	***7HA10***	15

C. Vérification des contraintes :

Tableau .V.29 : Vérification des contraintes

voile	*S(cm²)*	*T*	*ζ*	*ζbar*	*ζ<ζbar*
t1	15*320	287.15	0.61	5	C.V
t2	15*345	245.63	0.48	5	C.V
t3	15*380	391.48	0.70	5	C.V

V.4.6.2. Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Recommandations réglementaires :

Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.

Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄ :

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$
Où :
$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$
b0 : épaisseur du linteau.
d : hauteur utile.
V_u : effort tranchant ultime.

- ***Ferraillage*** : on devra disposer :

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

1- Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄

- ***Aciers longitudinaux :***

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

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

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = 1/h \begin{cases} \lambda > 1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$$

A- linteau long $\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b- linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

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

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

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

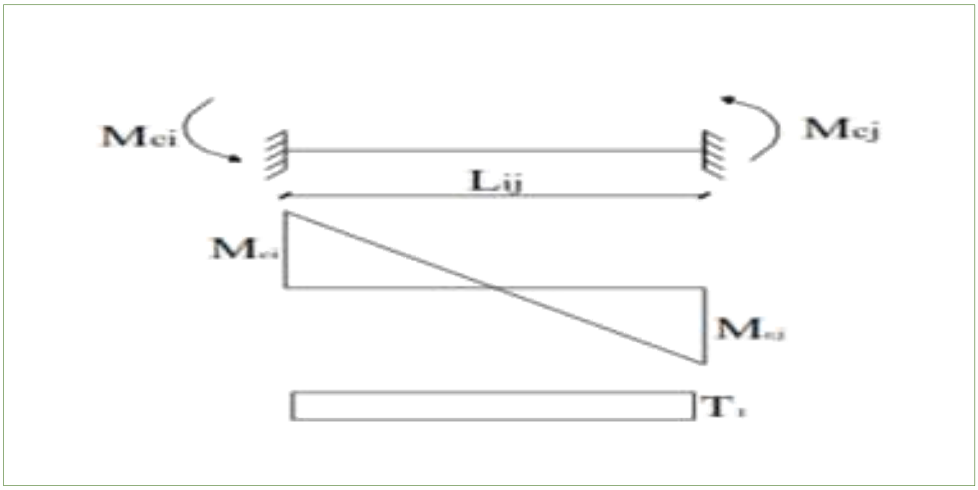


Fig.V.15 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

1- **Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :**

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

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha.f_e}$ avec: tg $\alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

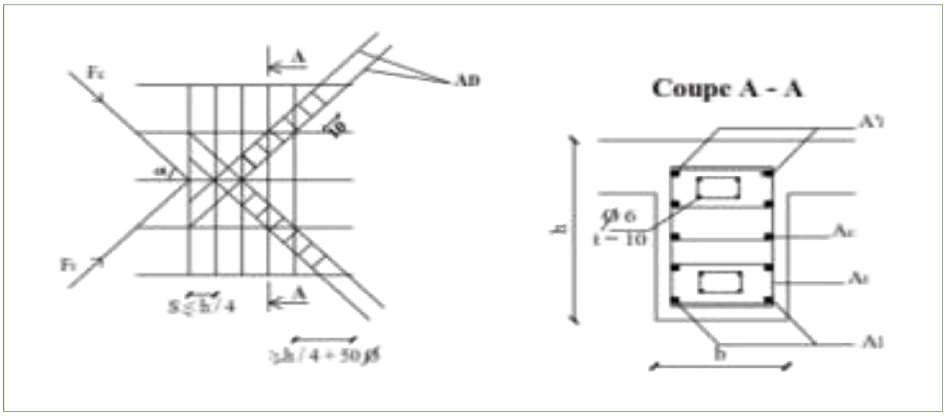


Fig.V.16 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- ***Ferraillage minimal*** **:** selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄ :

On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_D = 0.15\%b.h & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\%b.s \text{ si} & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.30 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

	niveaux	E	L	h	V	H	ζ	ζbar	ζ<ζbar
t1	RDC – 1^{ER}	150	1200	166	380.31	1666	1.69	1.5	Traction/compression
	1^{ER}- 2^{EME}	150	1200	166	362.14	1666	1.61	1.5	Traction/compression
	2^{EME}- 3^{EME}	150	1200	166	314.05	1666	1.40	1.5	Flexion simple
	3^{EME}- 4^{EME}	150	1200	166	219.75	1666	0.98	1.5	Flexion simple
	4^{EME}- 5^{EME}	150	1200	166	95.33	1666	0.42	1.5	Flexion simple
t2	RDC – 1	150	1200	1200	268.92	649.03	1.20	1.5	Flexion simple
	1^{ER}- 2^{EME}	150	1200	1200	247.19	553.27	1.10	1.5	Flexion simple
	2^{EME}- 3^{EME}	150	1200	1200	220.24	455.85	0.98	1.5	Flexion simple
	3^{EME}- 4^{EME}	150	1200	1200	165.89	352.93	0.74	1.5	Flexion simple
	4^{EME}- 5^{EME}	150	1200	1200	103.19	257.80	0.46	1.5	Flexion simple
t3	RDC	150	1200	1200	216.47	613.92	0.96	1.5	Flexion simple
	1^{ER}- 2^{EME}	150	1200	1200	189.71	558.92	0.84	1.5	Flexion simple
	2^{EME}- 3^{EME}	150	1200	1200	169.59	513.82	0.75	1.5	Flexion simple
	3^{EME}- 4^{EME}	150	1200	1200	129.76	439.71	0.58	1.5	Flexion simple
	4^{EME}- 5^{EME}	150	1200	1200	95.66	342.28	0.43	1.5	Flexion simple

Tableau .V.31: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

	NIV	AD	AL	AT	AP	St	AD	AL	AT	AP
t1	RDC -1ER	5.86	3.7485	0.5625	4.998	15	**6HA12**=6.79	**4HA12**=4.52cm²	**2HA10**=1.57cm²	**16HA10**=12.57cm²
	1ER-2EME	5.58	3.7485	0.5625	4.998	15	**6HA12**=6.79	**4HA12**=4.52cm²	**2HA10**=1.57cm²	**16HA10**=12.57cm²
	2EME-3EME	-	2.59	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	3EME-4EME	-	2.00	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	4EME-5EME	-	1.36	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
t2	RDC -1ER	-	2.10	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	1ER-2EME	--	2.02	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	2EME-3EME	-	1.87	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	3EME-4EME	-	1.53	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	4EME-5EME	-	1.21	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
t3	RDC -1ER	-	1.05	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	1ER-2EME	-	1.02	0.79	-	15	-	**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	2EME-3EME	-	0.63	0.79	-	15		**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	3EME-4EME	-	0.48	0.79	-	15		**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-
	4EME-5EME	-	0.26	0.79	-	15		**4HA12**=4.52cm²	2x(**8HA10**)	-

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- ❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- ❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance du sol:

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

VI.2.1. La profondeur d'ancrage:

La profondeur d'ancrage préconisée est de **2.00 m** Par rapport au terrain naturel.

VI.2.2. Stabilité du site:

- ❖ Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- ❖ Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.3. Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- ❖ La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- ❖ Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- ❖ Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- ❖ Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3. Efforts transmis par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1. Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a /b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 1,5 bar = 0,15 MPa

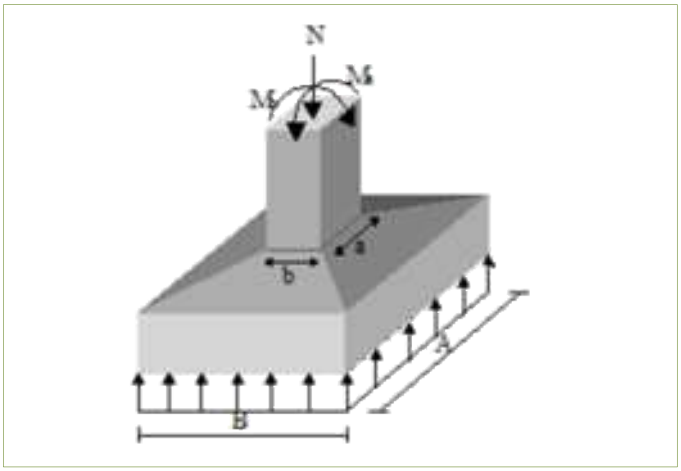


Figure.VI 1 Semelle isolée sous poteau.

VI.4.1.1.Disposition de semelle isolée :

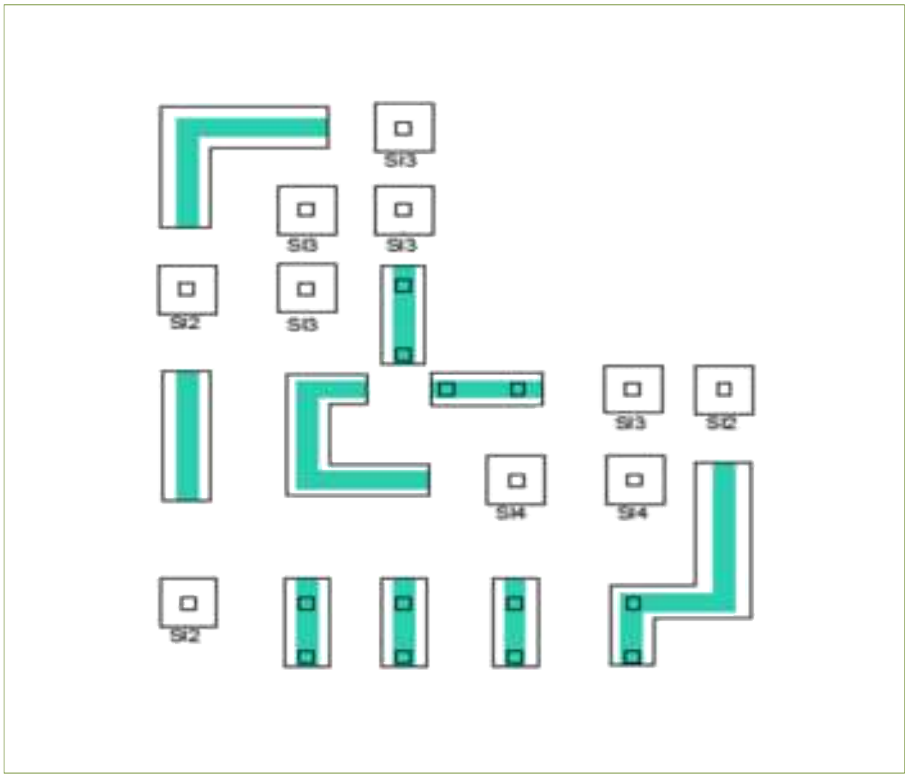


Figure.VI 2 Disposition des Semelles isolée sous poteau.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

. Tableau.VI.1 demension des Semelles isolés

N	*Ni (KN)*	*P semelle (KN)*	*PA .Poteau (KN)*	*P remblai (KN)*	*A=B (m)*	*H (m)*	*σ (MPA)*	*Vérification*
SI1	192.68	12.68	5.4	19.68	1.3	0.30	0.136	C.V
SI2	291.68	22.4	5.2	33.69	1.6	0.35	0.138	C.V
SI3	392.21	32.4	5	44.10	1.8	40	0.146	C.V
SI4	470.53	45	4.8	55.29	2.0	45	0.144	C.V

La figure suivante représente la vérification de chevauchement par la méthode de bulles de pression.

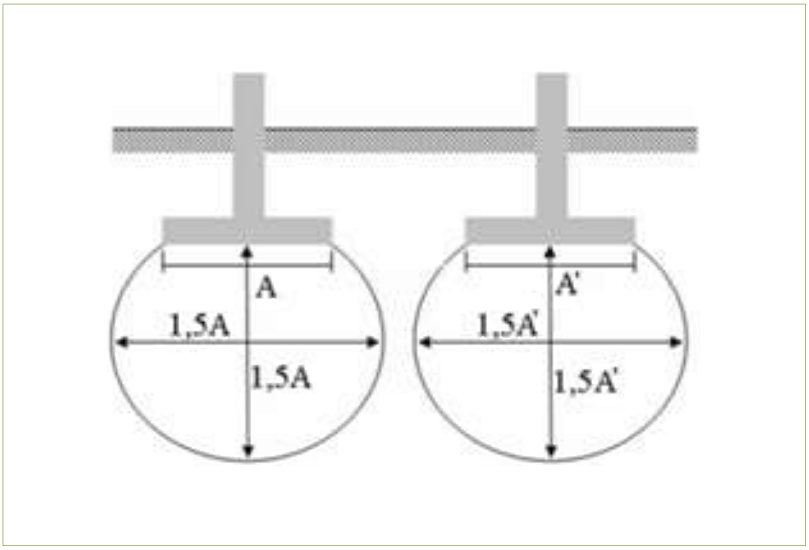


Figure.VI 3 . Les bulles de pression

VI.4.1.2.Vérification de chevauchement :

Tableau.VI. 2 vérification de chauvauchement

N	*Li (m)*	*1,5Bi/2+1.5B$_{i+1}$/2 (m)*	*Vérification Li≥1,5B/2*
SI 1-SI 3	3.4	2.33	C .V
SI 3-SI 3	3.45	2.7	C . V
SI 1-SI 2	3.3	2.18	C. N. V
SI 2-SI 3	4.2	2.55	C .V
SI3- SI 3	2.11	2.7	C .N .V
SI 2-SI 2	4.2	2.4	C .V
SI3- SI 4	3.8	2.85	C.V
SI4-SI 4	4.15	3	C.V
SI2-SI 4	3.9	2.7	C.V
SI 4-SI 1	3.2	2.48	C.V
SI 2-SI 3	1.85	2.55	C.V
SI1-SI 1	1.85	1.95	C.N.V

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes pour quelque semelles.

VI.4.1.3. Vérification de la stabilité au renversement : ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

. Tableau.VI. 3 Vérification de la stabilité au renversement.

	N_{ELs} (KN)	*M_{ELsx} (KN.m)*	*M_{ELsy} (KN.m)*	*ex (mm)*	*ey (mm)*	*B (m)*	*B/4 (mm)*	*e ≤ B/4*
SI2	291.68	0.56	0.43	1.6	1.2	1.6	400	C.V
SI3	392.21	0.1	1.36	0.2	2.9	1.8	450	C.V
SI4	470.53	1.19	0.28	2.1	0.5	2	500	C.V

VI.4.1.4.Ferraillage des semelles isolées :

Le calcul de ferraillage est fait à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes

$$\begin{cases} A_a = \dfrac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \dfrac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases} \qquad (A=B)$$

. **Tableau II.4: Calcule de ferraillage à L'ELU des semelles isolées Sous poteau *carré.***

semelle	N_{ser} *(kN)*	N_{ult} *(kN)*	*B(m)*	$A_{calculé}$ *(cm²)*	A_{choisi} *(cm²)*	*Esp (cm)*
SI2	291.68	402.08	1.6	6.94	**10HA12**=11.31cm²	15
SI3	392.21	537.98	1.8	9.27	**11HA12**=12.44cm²	16
SI4	470.53	645.28	2.0	11.29	**12HA12**=13.57cm²	16

VI.4.2. Semelles filantes :

*La semelle filante sous voiles et poteaux

*La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.4.2.1. Dimensionnement *:*

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

- Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit **:**

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B **.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

VI.4.2.2.Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes

SI Ma≠0

❖ **Armatures principales :**

$$A_b = N.(1 + \frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \qquad Esp = \frac{A - 2.e - \varphi_b}{n-1}$$

Avec :

- ❖ n: étant le nombre de barres
- ❖ $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.
- ❖ $[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4} \qquad Esp = \frac{A - 2.e - \varphi_a}{n-1}$$

SI M=0

❖ **Armatures principales :**

$$A_b = \frac{N_i.(B-b)}{8.\overline{\sigma}.d_b}$$

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4}$$

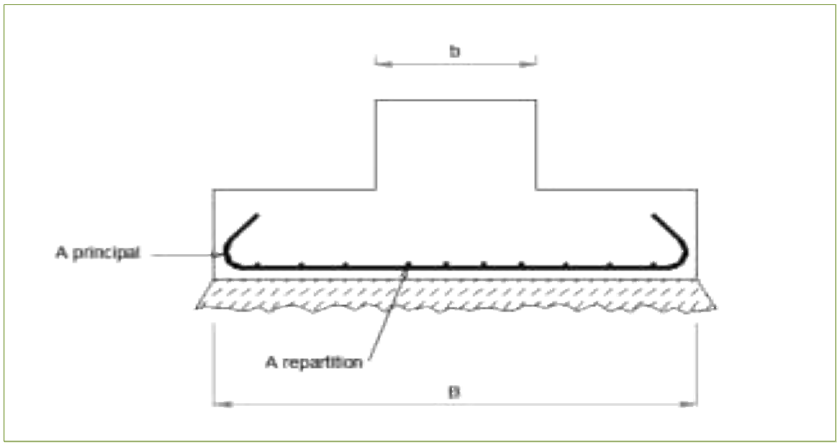


Figure.VI 4 Présentation des Armatures de la semelle

VI.4.2.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2,8 MPa .

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0,71.B.

VI.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

*les dépositions de semelles filantes sous voiles et poteaux :

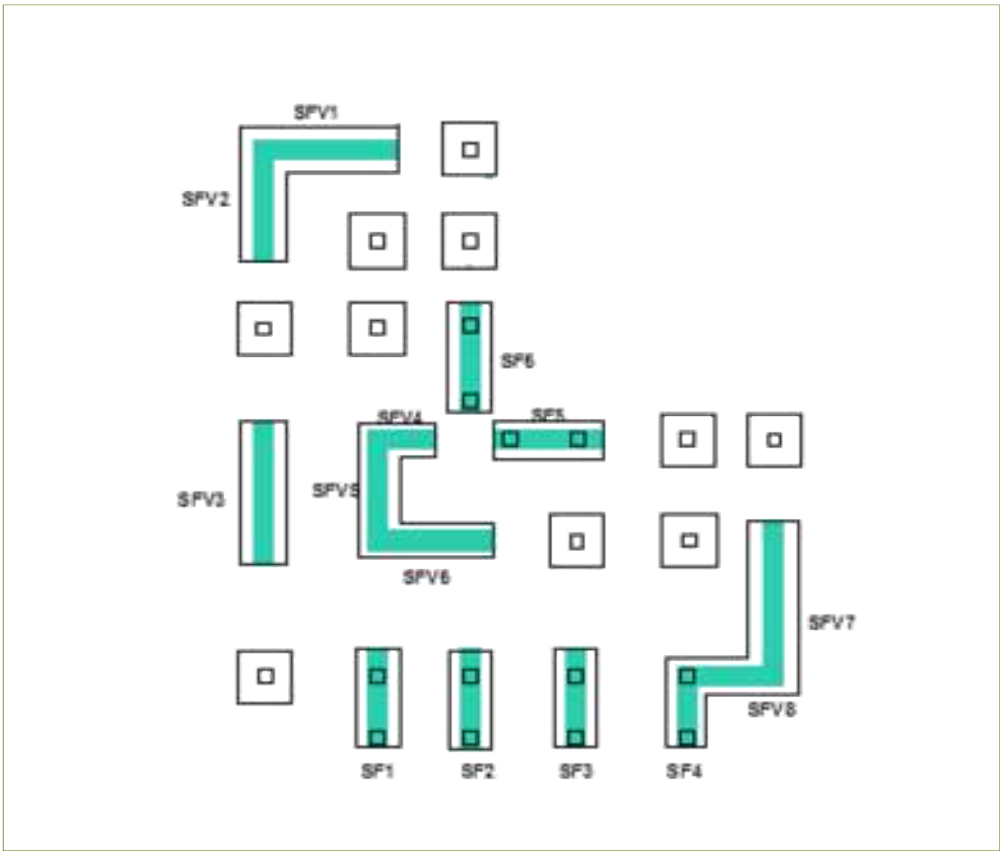


Figure.VI 5 Désposition de Semelles filantes sous voiles et poteau.

VI.4.3. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

Les résultats de dimensionnement des semelles filantes sous voiles et sous postaux sont représentés dans les tableaux suivants :

. Tableau.VI. 5 . Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

N°	*L(m)*	*N_{ELs} (KN)*	*N_{ELs} (KN/m)*	*B(m)*	*A(m)*	*h(cm)*	*σ (MPA)*	*Vérification*
Sfv1	4.85	1140.02	235.05	1.6	1.00	35	0.147	C.V
Sfv2	4.1	882.73	215.3	1.5	1.00	35	0.140	C.V
Sfv3	5.25	1301.56	247.92	1.7	1.00	40	0.146	C.V
Sfv4	1.95	1051.13	539.04	3.7	1.00	90	0.146	C.V
Sfv5	3.8	1675.14	440.83	3	1.00	70	0.147	C.V
Sfv6	4.2	1897.89	451.87	3.1	1.00	75	0.146	C.V
Sfv7	5.75	1350.74	234.91	1.6	1.00	35	0.147	C.V
Sfv8	3.2	844.06	263.7	1.8	1.00	40	0.147	C.V

b.Ferraillage :

Le calcule se fait par un largeur B et langueur de 1 métré linéaire
Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

. Tableau.VI. 6 Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU.

N°	Etat	N KN/ml	A_b (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$	$A_{rép\ final}$
Ssv 1-2	ELU	1569.81	26.45	28.14	11.25	**14HA16**	**6HA16**
	ELS	1140.02					
Ssv 3	ELU	1814.75	28.29	30.15	12.81	**15HA16**	**7HA16**
	ELS	1301.56					
Ssv 4-5-6	ELU	2612.43	44.54	46.23	35.82	**23HA16**	**18HA16**
	ELS	1897.89					
Ssv 7-8	ELU	2075.12	31.62	32.16	16.88	**16HA16**	**9HA16**
	ELS	1350.74					

Tableau.VI. 7 . Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles.

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$S_{rép}$ (cm)
Ssv 1-2	**14HA16**	**6HA16**	15	15
Ssv 3	**15HA16**	**7HA16**	15	15
Ssv 4-5-6	**23HA16**	**18HA16**	15	15
Ssv 7-8	**16HA16**	**9HA16**	15	15

c.Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence 2.835 MPa..

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, f_e}{4 \,.\, \tau_s} = \frac{1.6 \,.\, 400}{4 \,.\, 2{,}835} = 56.44\ cm$$

$$ls = 56.44\ cm \ \geq \frac{B}{4} = \frac{1.50}{4} = 37.5cm$$

- **Conclusion :**

Dans se cas toute les barres doivent être prolonge jusqu'aux l'extrémité de la semelle et complètent de des ancrages courbes

d.Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau.VI. 8 Vérification de la stabilité au renversement.

	N_{ELs} (KN)	M_{ELsx} (KN.m)	M_{ELsy} (KN.m)	ex (mm)	ey (mm)	B (m)	B/4 (mm)	e ≤ B/4
Ssv 1-2	1140.02	2.35	0.56	1.5	0.35	1.6	400	C.V
Ssv 3	1301.56	0.89	1.34	0.5	0.73	1.7	425	C.V
Ssv 4-5-6	1897.89	9.9	13.98	3.7	5.35	3.7	925	C.V
Ssv 7-8-	1350.74	2.09	2.7	1.11	1.44	2.1	525	C.V



Figure.VI 6 Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.4.4. Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous poteaux comporte deux éléments, on distingue la semelle et la poutre de libage.

- ❖ La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- ❖ La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

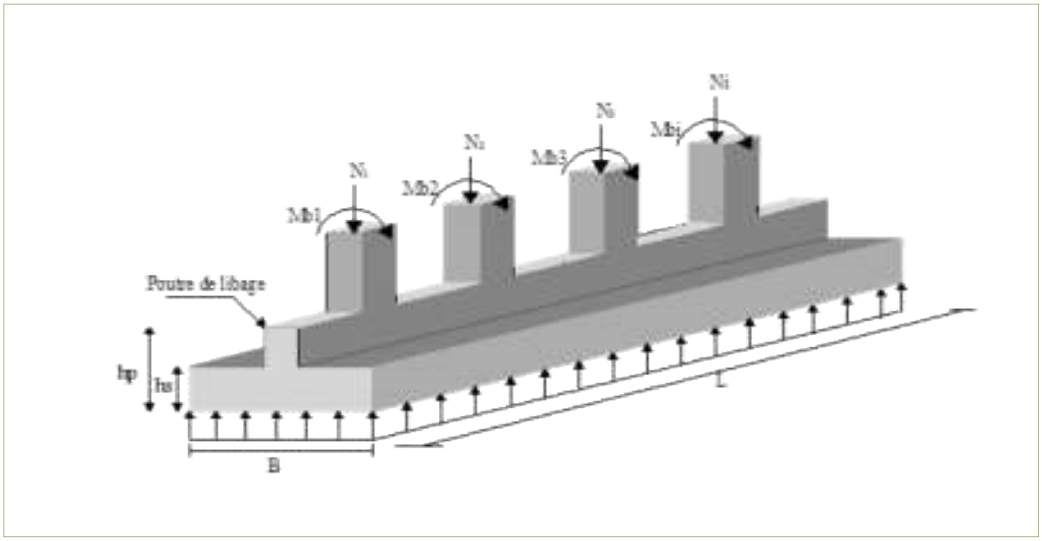


Figure.VI 7 Schémas d'une Semelle filante sous poteaux.

✓ **Ferraillage transversale :**

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport au l'effort normale.

Sous l'effet de N, on calcule le ferraillage suivant A et B.

$$A_b = \frac{N_{i.}(B-b)}{8.\overline{\sigma}.d_b}$$

a. Dimensionnement :

. Tableau.VI. 9 . Dimensionnement des semelles sous poteaux

N	*L (m)*	*Nser (KN)*	*P semelle (KN)*	*PA .Poteau (KN)*	*P remblai (KN)*	*B (m)*	*h (cm)*	*σ (MPA)*	*Vérification*
SF1	3.55	887.29	60.35	10	250.537	1.7	40	0.147	C.V
SF2	3.55	882.29	60.35	10	250.537	1.7	40	0.146	C.V
SF3	3.55	991.56	75.88	9.6	268.812	1.9	45	0.147	C.V
SF4	3.55	363.1	9.32	12	123.795	0.7	15	0.146	C.V
SF5	3.91	972.58	66.47	10	250.537	1.7	40	0.146	C.V
SF6	3.55	972.99	75.88	9.6	268.812	1.9	45	0.144	C.V

b.Ferraillage :

. Tableau.VI. 10 Ferraillage des semelles filantes sous poteaux

N°	*Etat*	*N KN/ml*	A_b *(cm²)*	$A_{b\ choi}$ *(cm²)*	$A_{rép}$ *(cm²)*	$A_{b\ final}$	$A_{rép\ final}$
SF 1-2-3-4-5-6	***ELU***	1349.18	21.91	22.11	10.50	**11HA16**	**6HA16**
	ELS	991.56					

c.Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence 2.835 MPa.
La longueur de scellement égale à :

$$* \quad ls = \frac{\emptyset \,.\, f_e}{4 \,.\, \tau_s}$$

ls>$B4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.
B8 ≤ls≤B4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.
ls<$B8$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

. Tableau.VI. 11 Vérification des longueurs de scellement.

B(m)	*A(m)*	*Ls(cm)*	*B/4*	*Ancrage*	*Vérification*
1.90	1.00	56.43	0.48	courbes	C.V

d.Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau.VI. 12 Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux

N°	N_{ELs} *(KN)*	M_{ELsx} *(KN.m)*	M_{ELsy} *(KN.m)*	e_{0bx}*(mm)*	e_{0by}*(mm)*	*B (m)*	*B/4 (mm)*	$e_{0b} \leq B/4$
SFP	991.56	3.31	3.17	3.33	3.19	1.9	475	C.V

VI.5 La poutre de libage :

VI.5.1 Détermination de la hauteur :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad\qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

- E : Module d'élasticité du béton.
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{B.h_p^3}{12}$ avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

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

Tableau.VI. 13 Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux.

N°	b (m)	l (m)	l_e (m)	h_p (m)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2} l_e(m)$	$l \le \frac{\pi}{2} l_e$
SF1	0.4	3.55	2.40	0.5	0.004	3.77	C.V
SF2	0.4	3.55	2.40	0.5	0.004	3.77	C.V
SF3	0.4	3.55	2.40	0.5	0.004	3.77	C.V
SF4	0.4	3.55	2.40	0.5	0.004	3.77	C.V
SF5	0.4	3.91	2.58	0.55	0.005	4.05	C.V
SF6	0.4	3.55	2.40	0.5	0.004	3.77	C.V

VI.5.2 calcule le ferraillage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage se fait en flexion semple en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{B.L} (KN / m^2)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la semelle.

Les valeurs de réaction Q a ELU et ELS sont représenté dans le tableau suivant :

. Tableau.VI .14 Détermination des valeurs de qa ELU et ELS

N°	Ni (SER) (KN)	Ni (ELU) (KN)	Q_{ser} (KN /ml)	Q_{ult} (KN / ml)
SFP 1-2-3-4-5-6-7	991.56	1349.18	549.54	626.36

- **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

Pour détermination de moment :

❖ **Sur appuis :**

À l'ELU: $$Ma = -\frac{q_u*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$$

À l'ELS : $$Ma = -\frac{q_{ser}*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

À l'ELU: $$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

À l'ELS : $$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

Tableau.VI. 3 Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage.

N°	*Position*	*Mu (KN /m)*	*h (cm)*	*A' (cm^2)*	*A_{calcul} (cm^2)*	*$A_{choisie}$ (cm^2)*
PL	**En travées**	355.36	55	0	27.74	**4HA20+8HA16**=28.65
	En appuis	710.72		0	26.10	**4HA20+8HA16**=28.65

VI.5.3 Vérification des contraints à l'ELS :

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton: $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$

Pour l'acier: $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho . f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable.

Tableau.VI.16 Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
PL	travées	311.77	41.22	28.14	8.98	139.12
	appuis	423.55	41.22	31.98	12.19	189.07

Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU.

VI.5.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 55 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. donc on choisit **2HA14**=3.08cm².

VI.5.5 Vérification de l'effort de tranchant :

Tableau.VI. 17 Vérification de l'effort de tranchant.

N°	Section (cm^2)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
PL1	40*55	1155.63	2.10	2.50	C .V

VI.5.6 Armatures transversales : RPA99Version2003►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0{,}003.\ S_t\ .b$

$$\begin{cases} S_t \le h/2 & \text{en Zone courante} \\ S_t \le \min(h/4\ ;\ 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{\min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq \min [0,9d; 40cm]$

$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$

$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0,3f_{c28}.K)}{0,9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$

. Tableau.VI. 18Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement.

	CBA 93		***RPA 99***			***$A_{t\ choisi}$ et $S_{t\ choisi}$***	
τ_u (MPa)	***A_t (cm^2)***	***S (nodale) (cm)***	***S' (courante) (cm)***	***A_t (cm^2)***	***S (nodale) (cm)***	***$A_{t\ choisi}$ (cm^2)***	***$S_{t\ choisi}$ (cm)***
2.34	2.14	10	20	3.2	10	**4HA8**=2.01	15

VI.5.7 Vérification de la flèche de la poutre : (CBA93)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Tableau.VI. 19 Vérification de la flèche pour la poutre de libage.

	L(m)	*h(cm)*	*h/L*	*1/16*	*Vérif.1*	$M_t/(10M_0)$	*Vérif.2*	$A/(b_0.d)$	*4,2/fe*	*Vérif.3*
PL1	3.69	70	0.133	0,0625	C.V	0.024	C.V	0.005	0.0105	C.V

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1]◄◄

VI.6.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.6.2. Pré dimensionnement :

Les dimensions de la section des longrines sont (b × h) = (30 ×35) cm².

VI.6.3. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20\ KN \end{cases}$$

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1489.8 KN
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
- Dans notre cas : α = 10 (Zone III ; Site S_3)

$$\Rightarrow F_u = \frac{1489.8}{10} = 148.98\ \text{KN}$$

VI.6.4. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

Tableau.VI. 20 calcule le ferraillage

$B\ (cm^2)$	F(KN)	$A_{calculée}\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*35	148.89	4.28	**6HA12**=6.78	0.9	5.4	C.V

b. Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma_S} = min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\ ] = 202$ MPa.

Avec : F_{ser} = 79,60 KN

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{79{,}60 \times 10^3}{630} = 126{,}34\ MPa \ \leq \overline{\sigma_s} = 202\ MPa . \qquad (C.V)$$

Tableau.VI .21 vérification A ELS.

$B\ (cm^2)$	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A(cm^2)$	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*35	1085.69	108.57	6.78	160.13	201.63	C.V

VI.6.5.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le **CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄**

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄:**

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄**

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

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

Tableau.VI. 22 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		*RPA 99*			*St adopté (cm)*		
B (cm^2)	*τ_u(Mpa)*	*S_t (cm)*	*A_t(cm^2)*	*$S_{t(nodale)}$ (cm)*	*$S_{t(courant)}$ (cm)*	*A_t(cm^2)*	*S_t (nodale) (cm)*	*S_t (courant) (cm)*	*A_t choisie (cm^2)*
30*35	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	**4Ø8**=1.51

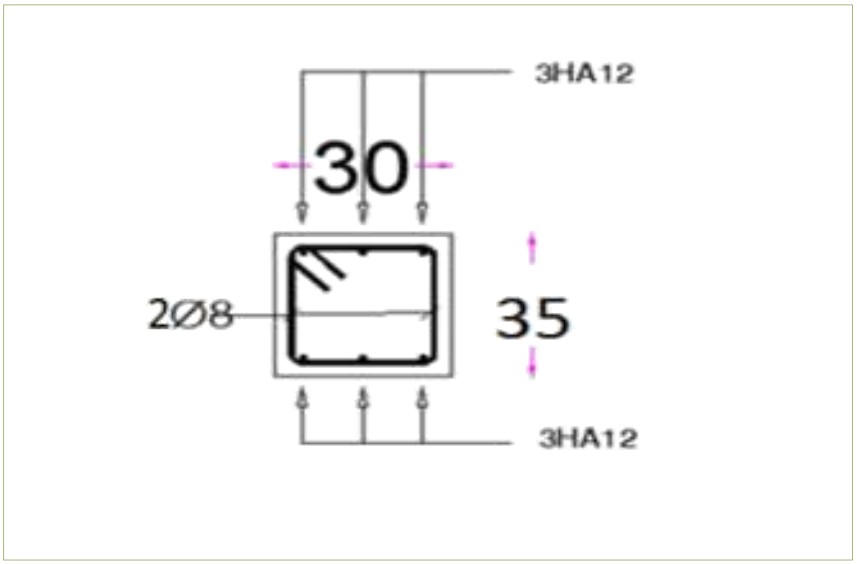


Figure.VI 8 Ferraillage de la longrine.

Conclusion générale

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

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

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

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

Bibliographie

Règlements :

1. *Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.*
2. *Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99.V2003.*
3. *Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.*

Cours :

- *Béton armé*
- *Dynamique des structures*
- *Résistance des matériaux*

Logiciels

- *SAP2000 V 19.0*
- *AUTOCAD 2014*
- *word et Excel 2010*