République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Projet de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème

Conception & Etude d'une EBERGEMENT(dortoir) en(R+6)

Encadré par :
Dr. KHALADI MOHAMED

Présenté par :

Mr. MOUSSAOUI FATMA ZOHRA

Promotion 2013

Remerciements

Avant tout, l'ouvrage dédié à ***ALLAH*** *, notre créateur et maitre de l'univers de toutes ses bontés, de nous avoir envoyé le prophète* **MOHAMED** qui est notre premier éducateur puis de nous avoir donné tout, du courage pour finir ce travail de calcule.

Je tenue à remercié particulièrement mon Promoteur **KHELLADI Mohamed** , qui m' a guidé avec grande patience tout au long de l'élaboration de ce travail et pour ses aides précieuses qui ont judicieusement éclairé mon chemin vers l'aboutissement et la réussite de la concrétisation de mon mémoire

Je tenue à remercié ma chère aimée **MAGHSEL Fatma et l'Architect KOUISMI Mostapha** pour m'avoir longuement soutenu et aide sans relâche nonobstant leur tache journalier sans répit

Mes remerciements fidèles et reconnaissants rejoignent tous ceux qui de prés ou de loin, en répondant volontiers à mes questions, voir mes tracasseries nous ont aidés à l'élaboration de ce document.

Mes vifs remerciements à mes chers parents qui rêvaient de ma voir le pied à l'étrier sans oublier mes collègues qui par leur suggestions et leur attitude à la fois pleine d'humour et de sérieux ont énormément facilité mon travail.

Espérant à la fin que mon travail va satisfaire les membres du jury tout en acceptant leur évaluation qui je ferai plaisir.

A toutes et à tous je dit «MERCI»

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère qui a fait de sa vie le chemin de ma réussite et de sa jeunesse une bougie qui brule pour m'éclairer pendant ma traversée.

A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant
toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie
à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger. Que dieu les garde et les protège.

A mon cher frère Noureddine

A mes sœur Sabrina et CHaimaa

A toutes ma famille plus particulièrement à mes grand parents

A tous mes amies fidèles surtout : Hanéna,Salma,Fatima,Monira,Souad,Khadidja,Fafa , Souma, Sarah,Cherifa,Fela,jojo,Ghaitha,monira,hichem,mohemed outhmane et sid-ahmed .

A tous les professeurs et enseignants qui ont participé à ma bonne formation depuis mes début jusqu'à la fin de mon cursus universitaire.

A mes amies de la classe génie civil option structure

Et toutes études de la promotion 2012-2013

A tous ceux qui me sont chères.
A tous ceux qui m'aiment et à tous ceux que j'aime.

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال طبي مكونة من (طابق أرضي +طوابق) والمقرر بناؤها في إطار إنشاء عيادة لمكافحة داء السرطان بالجزائر العاصمة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا .(I)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

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

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«ROBOT version 2 3.0»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d' hébergement (RDC+6)qui sera implanté à Tairet dans le cadre de la structure city universitaire, cette région est classée dans la zone de faible sismicité I

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ROBOT version 23.0 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract :

This project is a study of a building for medical service (ground+6 stories), will be implanted at Tairet city, our building is a universities; this region is classified in the zone of high seismicity I

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT version 23.0 ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....

Résumé.....

Liste des tableaux.....

Liste des figures.....

Notations.....

Introduction générale.....

Chapitre I

I. Introduction : 2

I.1. Description de l'ouvrage : 2

I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage : 2

I.2.1. Dimensions en plan 2

I.2.1. Dimensions en élévation : 2

I.2.3. Système de contreventement : 2

I.2.4. Planchers : 3

I.2.5. Maçonnerie : 3

I.2.6. L'acrotère : 3

I.2.7. Escaliers : 3

I.2.8. les revêtements 3

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux : 3

I.3.1. Béton : 3

I.3.2. Béton armé : 4

I.3.3. Acier : 6

I.4. Principe de calcul du CBA 93 : 7

I.4.1. E.L.U de résistance : 7

I.4.2. A l'E.L.S : 9

I.4.3. Contrainte limite de l'acier : 10

I.5. Conclusion : 10

Chapitre II

II.1. Introduction : 11

II .2. Pré dimensionnement des planchers : 11

II .2.1. Plancher à corps creux : 11

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 12
II.3.1. Maçonnerie : 12
II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) : 12
II.3.1.1. Murs extérieurs (double-cloison) : 12
II.3.2. Plancher terrasse : 13
II.3.2.1.Charges permanentes : 13
II.3.2.2. Charges d'exploitation : 13
II.3.3. Plancher courant : 14
II.3.3.1. Charges permanentes : 14
II.3.3.2. charge d'exploitation : 14
II.4. les poutres: 14
II.4.1.Définition : 14
II.4.2.le pré dimensionnement : 14
II.4.3. Vérification de la flèche de la poutre principale: 15
II.4.3.1. Plancher terrasse 16
II.4.3.2. Plancher courant : 16
II.4.4. Vérification de la flèche du poutre secondaire 16
II.4.4.1. Plancher terrasse : 17
II.4.4.2. Plancher courant : 17
II.5. les poteaux : 17
II.5.1. Définition : 17
11.5.2.Etape du pré dimensionnement : 17
11.5.2.1. Choix du poteau le plus sollicité : 18
11.5.2.2. Calcul de la surface reprise par le poteau : 19
11.5.2.3. Détermination de l'effort normal appliqué aux poteaux 20
11.5.2.5. déterminer l'effort normal ultime : 22
II.5.3 Vérification selon le RPA99v2003 : 24
II.5.4. Vérification aux zones nodales : 24
II.6. Pré dimensionnement des voiles : 25
II.7.Conclusion : 26

Chapitre III

III.1. Introduction : 17

III.2. Calcul de l'acrotère : 27

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations : 28

III.2.2. Calcul des efforts : 28

III.2.3. Calcul du ferraillage : 28

III.2.3.1. À E L U : 28

III.2.3.2. Vérification à l'E.L.S : 30

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant : 32

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme : 32

III.1. Introduction : 27

III.2. Calcul de l'acrotère : 27

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations : 28

III.2.2. Calcul des efforts : 28

III.2.3. Calcul du ferraillage : 28

III.2.3.1. À E L U : 28

III.2.3.2. Vérification à l'E.L.S : 30

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant : 32

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme : 32

III.4. les escaliers : 45

III.4.1. Introduction : 45

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier : 45

III.4.3. Calcul d'escalier à deux volées : 46

III.4.3.1 Evaluation des charges et surcharges 48

III.4.3.2 Combinaison des charges : 49

III.4.3.3 .Détermination des efforts : 49

III.4.3.4. Ferraillage des escaliers 52

III.4.3.5. Vérification de l'effort tranchant : 56

III .4.3.6. Vérification des flèches : 56

III.4.4. Calcul de la poutre palière : 59

III.4.4.1.Pré dimensionnement : 59
III.4.4.2. Evaluation des charges : 61
III.4.4.3. Calcul des efforts: 61
III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière : 63
III.4.4.5. Vérification de l'effort tranchant : 66
III.4.4.6. Vérification de compression dans la bielle de béton: 66
III.4.4.7. Vérification au voisinage de l'appui: 66
III.4.4.8. Armatures transversales: 67
III.4.4.9. Vérification du R.P.A 99: 67
III.4.4.10.Vérification à l'E.L.S : 68
III.4.4.11.Vérifications préliminaires de la flèche : 69
III.5 L'ascenseur : 70

Chapitre IV

IV.1. Introduction : 71
IV.2 Objectif de l'étude dynamique : 71
IV.3. l'étude thermique : 71
IV.3.1. Introduction : 71
IV.3.2. Effet de la température : 72
IV.3.3. Coefficient de dilatation thermique : 72
IV.3.4. Dilatation thermique : 72
IV.3.5. Contraintes thermiques : 73
IV.3.5.1. Contraintes thermiques dues à la dilatation et à la contraction 73
IV.3.5.2. Contraintes thermiques dues aux gradients de température : 73
IV.3.6 Méthode de calcul : 74
IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure: 76
IV.4.1. Centre de masse : 76
IV.4.2. Centre de torsion : 77
IV.4.3 . Excentricité : 78
IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) : 78
IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : 79
IV.4.3.3 Effets de la torsion accidentelle 80
IV. 5. Choix de la méthode de calcul : 81

IV. 5.1. Introduction : 81
IV. 5.2 Méthode statique équivalente : 81
IV.5.2.1. Définition : 81
IV.5.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 81
IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale : 82
IV.5.3. 1. Définition : 82
IV.5.3. 2. objectifs : 83
IV.5.3. 3.Modélisation : 83
IV.5.3. 4. Le spectre de réponse de calcul : 83
IV.6. Résultats de l'analyse dynamique : 84
IV.6.1.Vérification de comportement : 85
IV. 6.2.Vérification de participation massique : 92
IV. 6.3. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] : 93
IV. 6.4. Vérification de la stabilité au renversement : 96
IV.6. 4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 97
IV. 6.4.2. Moment de renversement : 99
IV.6. 4.3. Moment stabilisant : 100
IV. 6.5. Vérification des déplacements : 100
IV. 6 .7. Vérification vis à vis de l'effet P-$\underline{\Delta}$: 101

Chapitre VI

VI.1.Introduction 136
VI.2. Connaissance du site du sol 136
VI.3. Choix du type de fondation 136
VI.4.Calcul des semelles isolées 137
VI.4.1.dimensionnement 137
VI.4.2. Ferraillage des semelles isolées 141
VI.4.2.1. Les armatures principales 141
VI.4.2.2. Vérification des longueurs de scellement 142
VI.5. Calcul des semelles filantes 142
VI.5.1. Semelles filantes sous voiles 143
VI.5.1.1. Dimensionnement 143
VI.5.1.2. Ferraillage 144

A. Armatures principales.....144
B. Armatures de répartition 145
C. Vérification des longueurs de scellement 145

VI.5.2. Semelles filantes sous poteaux 146
VI.5.2.1.dimensionnement 146
VI.5.2.2.dimensionnement poutre de libage.....147
VI.5.2.3. Ferraillages 148
A. longitudinalement 148
1. Calcul à l'ELU.....148
2. Vérification des contraintes à l'ELS 149
B. Armatures de peau.....150
C Transversalement 151

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

FIGURES **TITRE** **PAGE**

Figure 1-1 : Diagramme contrainte déformation du béton 8

Figure1- 2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....9

Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux.....12

Figure 2-2: M ure Simple et double cloisons.....13

Figure 2-3 : dimensionnement du poutre principale 15

Figure 2-4 : dimensionnement du poutre secondaire.....16

Figure 2-5 : présentation poteau du plus sollicité.....20

Figure 2-6: Section réduite d'un poteau.....22

Figure 2- 7 : Coupe de voile en plan (gauche) ; Voile en 3D (droite).....25

Figure3-1 : L'acrotère.....27

Figure3-2 : Section de B.A à l'ELU 29

Figure3-3 : Ferraillage de l'acrotère.....33

Figure 3- 4 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....35

Figure 3- 5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.....36

Figure3-5 : Longueur des portiques.....37

Figure3-6 : Diagramme des moments à l'ELU.....39

Figure3-7 : Diagramme des moments à l'ELS 39

Figure3-8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....40

Figure3-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....40

Figure3-11 : Représentation d'un escalier.....45

Figure3-12 : Dimensions de l'escalier.....46

Figure3-13 : Schéma statique à l'E.L.U.....50

Figure3-14 : Schéma statique à l'E.L.S.....51

Figure 3-15 : Dimensionnement de la poutre palière.....59

Figure 3-16 : Les efforts agissants sur une poutre palière(ELU).....61

Figure 3-17 : Les efforts agissants sur une poutre palière(ELS).....62

Figure3- 18 : Différents efforts dans la poutre palière(ELU)……..62

Figure3- 19 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS)…….....63

Figure3-20 : ferraillage de la poutre palière……69

Figure 4-1 : caractéristiques géométriques d'un refend plein……77

Figure 4-2 : structure auto- stable……..84

Figure 4-3 :1ier disposition des voiles……..…86

Figure 4-4 :2éme disposition des voiles……..……87

Figure 4- 4 : **3**éme disposition des voiles……..…88

Figure 4- 5 :4éme disposition des voiles……89

Figure 4- 6 : Le comportement du 1ire mode de 2D (x y). 3D (x y z)……....90

Figure 4- 7 : Le comportement du 2éme mode de 2D (x y). 3D (x y z)……90

Figure 4- 8 : Le comportement du 2éme mode de 2D (x y). 3D (x y z)……...…91

Figure 4-9 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..96

Figure 4-10 : Distribution des forces sismiques……..……..96

Figure 4-11 : Concentration des forces sismiques aux étages ……98

Figure5-1 : Disposition des armatures pour les poutres……12

Figure 5-2 : définition de la zone nodale dans les poteaux……..117

Figure5-3 : Diagramme des contraintes (SPC)……126

Figure5-4 : Diagramme des contraintes (SET)……....126

Figure5-5 : Diagramme des contraintes (SEC)……127

Figure 6-1 : semelle isolées……137

Figure 6-2 : dimension des semelles isolées……....139

Figure 6-3 : vérification les semelles isolées……..……141

Figure 6-4 : schémas d'une semelle filante sous voiles……...142

Figure 6-5: schémas d'une semelle filante sous poteaux.....142

Figure 6-6 : dimension des semelles filantes sous poteaux.....147

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAUX TITRE PAGE

Tableau 1-1 : résistance du béton à 7 ,14 et 90 jours.....5

Tableau 1-2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....7

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison.....12

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloison.....12

Tbleau2-3 : Charge permanente du plancher terrasse.....13

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant.....14

Tableau 2-5 : Pré dimensionnement des poutres 15

Tableau 2-6 : Calcul l'effort du aux charges permanentes Ng.....20

Tableau 2-7 : Calcul l'effort du aux charges d'exploitation Nq 21

Tableau 2-8 : calcul l'effort normale ultime de résistance Nu.....21

Tableau 2-9: détermination de la longueur de flambement.....23

Tableau 2-10 : calcul l'effort normal ultime $\overline{Nu}$.....24

Tableau 2-11 : vérifications de coffrage des poteaux.....24

Tableau 2-12: vérification aux zones nodales.....25

Tableau 3-1 : Les charges.....28

Tableau 3-2 : Les efforts 28

Tableau 3-3 : Les données.....28

Tableau 3-4 : Les charges de la poutrelle avant collage.....35

Tableau 3-5 Calcul des moments.....35

Tableau 3-6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.....38

Tableau 3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à l 'ELU.....39

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à l'ELS.....39

Tableau 3-9 : Disposition constructive des armatures.....41

Tableau 3-10: Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.....42

Tableau 3-11 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....43

Tableau 3-12 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.....48

Tableau 3-13 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.....48

Tableau 3-14 : Combinaison des charges de l'escalier.....49

Tableau 3-15 : Calcul des efforts.....51

Tableau 3-16 : Les données.....52

Tableau 3-17: résultats des calcules à travée du l'escalier 54

Tableau 3-18 : résultats des calcules à appui du l'escalier 55

Tableau 3-19 : Vérification de la flèche de l'escalier.....59

Tableau 3-20 : Pré dimensionnement de la poutre palière.....60

...

Tableau 3-21 : Les efforts agissants sur une poutre palière.....61

Tableau 3-22 : les données.....63

Tableau 3-23 : résultats des calcules à travée du l'escalier 64

Tableau 3-24: résultats des calcules à appui du l'escalier 65

Tableau 3-25 : les calcules des vérification à l'E.L.S. 68

Tableau 3-26: Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière 69

Tableau 4-1 : Calcul centre de masse.....75

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion.....77

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique..... 78

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle.....79

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale.....79

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q 83

Tableau 4-7 :.Le comportement des dix premiers modes 85

Tableau 4-8 : Le comportement des dix premiers modes 86

Tableau 4-9 : Le comportement des dix premiers modes 87

Tableau 4-10 : Le comportement des dix premiers modes.....88

Tableau 4-11 : Le comportement des dix premiers modes.....89

Tableau 4-12 : .Le comportement des trois premiers modes.....90

Tableau 4-13: vérification la participation massique.....92

Tableau 4-14 : calcule Forces sismiques v.....95

Tableau 4-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....95

Tableau 4-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant x.....97

Tableau 4-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....97

Tableau 4-18 : calcul du moment de renversement.....98

Tableau 4-19 : calcul du moment stabilisant.....99

Tableau 4-20 : Vérification des déplacements inter-étage sens x.....100

Tableau 4-21 : Vérification des déplacements inter-étage sens y.....100

Tableau 4-22: Vérification l'effet P-Δ sens x.....101

Tableau 4-23 : Vérification l'effet P-Δ sens y.....102

Tableau 5-1 : Les données de calcul.....104

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales intermédiaires 105

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales des rives.....106

Tableau 5-4: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires d'intermédiaires.....106

Tableau 5-5 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire des rives.....107

Tableau 5-6 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA

des poutres principales.....107

Tableau 5-7 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA

des poutres principales.....108

Tableau 5- 8 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA

des poutres secondaires.....108

Tableau 5-9 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA

des poutres secondaires..... 109

Tableau 5-10: Ferraillage longitudinal des poutres principales 30x60.....109

Tableau 5-11 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire 30x45.....110

Tableau 5-12 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.....110
Tableau 5-13 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.....111
Tableau 5-14 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales après la modification de la section d'armatures.....111
Tableau 5-15 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales après la modification de la section d'armatures.....112
Tableau 5-16 : Calcul de $\bar{\tau}_u$.....113
Tableau 5-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 113
Tableau 5-18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 114
Tableau 5-19 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.....114
Tableau 5-20 : Vérification de la flèche des poutres 115
Tableau 5-21 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux 30x60 à l'ELU.....118
Tableau 5-22 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux 30x30 à l'ELU.....118
Tableau 5-23 : vérification vis-à-vis le RPA & CBA de poteau30x60.....119
Tableau 5-24 : vérification vis-à-vis le RPA & CBA des poteau 30x30.....119
Tableau 5-25 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux.....120
Tableau 5-26 : vérification des armatures à ELS des poteaux.....120
Tableau 5-27 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....122
Tableau 5-28 : les armatures transversales et leurs espacements.....124
Tableau 5-29 : Les données de calcul.....129
Tableau 5-30 : Armatures verticales dans le voile à l=5,3m.....130
Tableau 5-31 : Armatures verticales dans le voile à l=4,1m.....130
Tableau 5-32 : Armatures verticales dans le voile à l=2,45m.....131
Tableau 5-33 : Armatures verticales dans le voile à l=1,95m.....131
Tableau 5-34 : Armatures verticales dans les voiles 132
Tableau 5-35 : Armatures verticales dans le voile à l=5,3m.....134

Tableau 5-36 : Armatures verticales dans le voile à l=4,1m.....134
Tableau 5-37 : Armatures verticales dans le voile à l=2,45m.....134
Tableau 5-38 : Armatures verticales dans le voile à l=1,95m.....135
Tableau 5-39 : Armatures verticales dans les voiles.....135

Tableau 6-1 : sollicitations des semelles isolées.....138

Tableau 6-2 : dimensions des semelles isolées.....139

Tableau 6-3: vérification le chevauchement des semelles isolées (sens x).....140

Tableau 6-4 : vérification le chevauchement des semelles isolées (sens y).....140

Tableau 6-5 : calcule le ferraillage des semelles isolées.....141

Tableau 6-6 : sollicitation des voiles.....143
Tableau 6-7 : Dimensions des semelles filantes sous voiles du sens.....144
Tableau 6-8 : Dimensions des semelles filantes sous voiles du sens X.....144

Tableau 6-9 : armatures principales des semelles filantes sens y.....145

Tableau 6-10 : armatures principales des semelles filantes sens x.....145

Tableau 6-11 : armatures de répartition de la semelle filante.....145

Tableau 6-12 : Longueur de scellement.....146

Tableau 6-13 : Dimensions des semelles filantes sous poteaux.....147

Tableau 6-14 : Dimensionnement de la poutre de libage.....148

Tableau 6-15 **:** calcule le Ferraillage de poutre libage.....149

Tableau 6-16 **:** calcule le Ferraillage de poutre libageselon RPA et CBA.....149

Tableau 6-9 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.....150

Tableau 6-16 : les armatures de peau.....151
Tableau 6-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....151

NOTATIONS

▪ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

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

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

$\sum$: 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 :**

A.N : Axe neutre.

OK : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Acc : Accidentelle.

Introduction générale

Le présent travail est une étude technique complète de conception, dimensionnement et de vérification d'un bâtiment (R+6) à usage l'hébergement qui sera implanté à Tiaret

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec détaillé des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.

-Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,).

-Pour l'étude dynamique, on a opté par logiciel ROBOT 2010 comme outil informatique de conception; cette étape fait l'objet de chapitre IV.

-Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure; cette étape fait l'objet du chapitre V.

- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et au ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

-On terminera le travail par une conclusion générale

Chapitre I

Description de l'ouvrage

I. Introduction :

Ce premier chapitre permet de donner une idée générale sur le projet qui va être l'objet de notre étude (dimensions en plan, en élévation, système structural : poutres, poteaux, Violes).

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'une l'hébergement (RDC+6) en béton armé contreventé par des voiles.

Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté à Tiaret, classé selon le RPA 99 version 2003 (REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de faible sismicité (ZONE I). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

L'ouvrage étudie est constitué d'un bloc d'une forme rectangulaire comportant 6 niveaux sur un rez-de-chaussée.

I.2.Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment :.....65,5 m (sens longitudinal)
- Largeur totale du bâtiment :.....16 m(sens transversal)

I.2.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère) :.....23,80 m
- Hauteur de l'étage courant :.....3.40 m
- Hauteur du Réez-de chaussée: .....3,40 m
- Hauteur du l'acrotère :.....0.60m

I.2.3.Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 9m, le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

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

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

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

I.2.4. Planchers :

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

- Le plancher à corps creux.

I.2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :
- Murs intérieurs (simple cloison) :

I.2.6. L'acrotère :

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

I.2.7. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'une niveau à un autre.

I.2.8. les revêtements : Le revêtement est constitué de ;

-enduit de plâtre sur plafonds.

-enduit de ciment les murs intérieurs et extérieurs.

- carrelage pour les planchers et les escaliers.

.

-céramique pour les salles d'eau.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton :

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

I.3.1.1. caractéristique du Béton :

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

I.3.1.2. ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être effectué en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire en tenant compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

I.3.1.3. Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

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

I.3.1.4.Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur l'hydratation du ciment.

I.3.1.5. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences sur leurs qualités. On retiendra que, pour **1m^3** de béton, on utilise environ 350 à 400kg de ciment, 175 à 200kg d'eau, 500 à 550kg de sables (dimension < 5 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherchée.

I.3.2. Béton armé :

Le béton est un matériau coulé pour enrober des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction, les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre et tout la complémentaire.

I.3.2.1. Résistance du béton :

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

I.3.2.2. Résistance caractéristique à la compression :

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

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

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

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

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement

Tableau 1-1 : résistance du béton à 7 ,14 et 90 jours

f_{c28} (MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

I.3.2.3. Résistance caractéristique à la traction :

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

1..En traction directe ;

2. En traction par fendage ;

3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation: $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.3.2.4. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

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

le coefficient de POISSON est pris égal à :

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

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

I.3.2.5. Module de déformation longitudinale:

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

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

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

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

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

I.3.3. Acier :

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

I.3.31. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 1-2 :Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE400	$HA \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.3.3. 2. Module d'yang longitudinal de l'acier :

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

$E_s = 2.10^5 MPa$. Art.2.2.1

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:

-Equilibre statique

- L'ouverture des fissures
- La stabilité de forme

- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:

- La compression du béton
- L'ouverture des fissures

-La déformation

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1Contrainte du béton en compression :

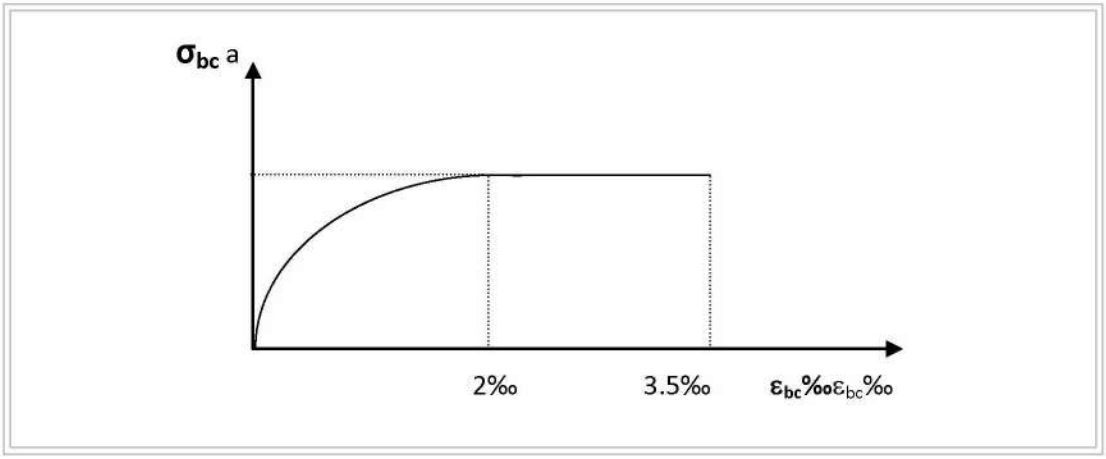


Figure 1-1 : Diagramme contrainte déformation du béton

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

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

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

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

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

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

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

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

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

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

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier

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

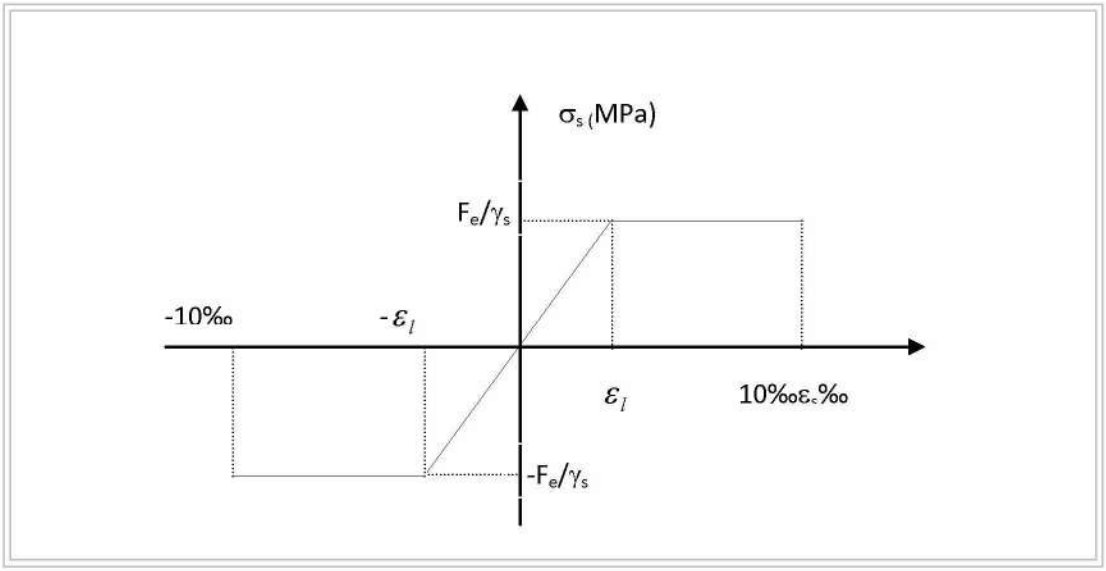


Figure1- 2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

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

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

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

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

ε_s = sFe/γ_s . E_s D'où : $\quad \varepsilon_s = \Delta L / L$

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

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

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

I.4.2.2.E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

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

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

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

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

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

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa \\ 2.5MPa \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

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

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

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

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre projet, on utilise un seul type de plancher de corps creux.

II .2.1.Plancher à corps creux :

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

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- $ht \geq L/22,5$

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

$L = 5,10$ m.

$510/20 \geq ht \geq 510/25 \quad \Rightarrow 25,5 \text{ cm} \geq ht \geq 20,4 \text{ cm}.$

$ht \geq 510/22,5 \quad \Rightarrow ht \geq 22,66 \text{ cm}.$

ht = 24cm ;telque ht=d+e

D'où : d=20cm : hauteur totale hourdis nervures

e =4 cm : épaisseur de la dalle de compression

Donc ht= (20+4) cm

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

- $ht \geq 16$ cm

D'où on a : 24 cm >16 cm (condition vérifiée).

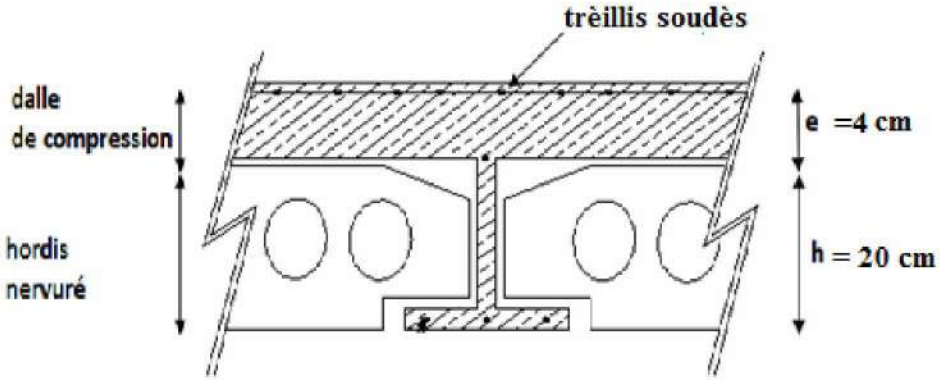


Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux

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

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
La charge permanente totale			**G**	**1,62**

II.3.1.1. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloison

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

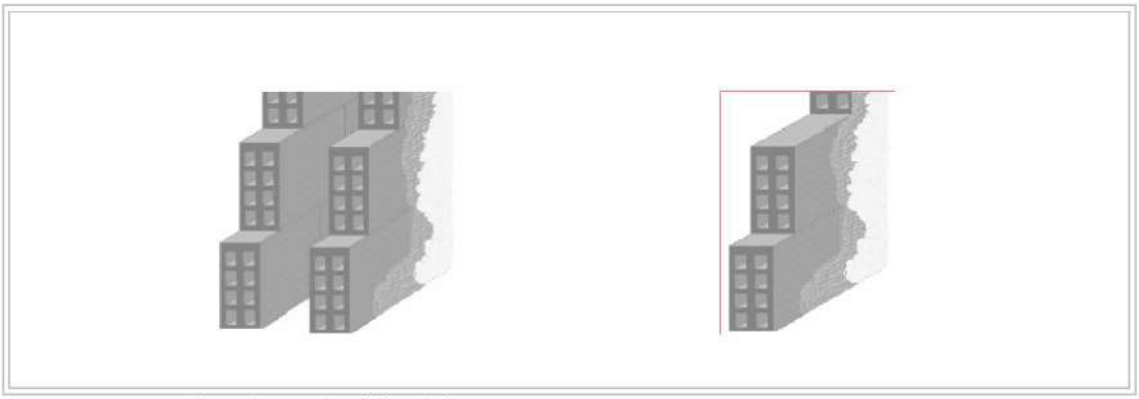


Figure 2-2: Mure Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.1.Charges permanentes :

Tbleau2-3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Film polyane	0.01	0.01
6	Liège isolant	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.20+0.04	3.30
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.82**

II.3.2.2. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.1. Charges permanentes :

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Planche corps creux	0.20+0.04	3.20
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**6.50**

II.3.3.2.charge d'exploitation : Q=2.5KN /m²

II.4. les poutres:

II.4.1.Définition :

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).

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

II.4.2.le pré dimensionnement :

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

- Du Règle du BAEL 91 :
  -L max/15 ≤ h ≤ L max/10
  -0.3h ≤ b ≤ 0.7h
- le **Règlement RPA99Version 2003**[Art 7.5.1] : en zone I ;il exige les dimensions minimales de poutres suivantes :
  - h ≥ 30cm ;
  - b ≥ 20 cm ;

- $h/b \leq 4$;
- $b_{max} \leq 1.5+b1$.

Tableau 2-5 : Pré dimensionnement des poutres

Les conditions	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 7.6 m ⇒50.66cm ≤ h≤76cm on adopte h = 60 cm ⇒ 19.5 cm ≤ b ≤45.5cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 5.1 m ⇒ 34cm≤ h≤51cm on adopte h = 45 cm ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=60cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b= 2 ≤ 4	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.5≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0789) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.088) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie

Conclusion :On adoptera :

-Poutre principale :(30X60) cm;
-Poutre secondaire :(30X45) cm.

II.4.3. Vérification de la flèche de la poutre principale: Art (B.6.5)

$$L = 7.60\text{m} > 5\text{ m} \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.26\text{ cm}$$

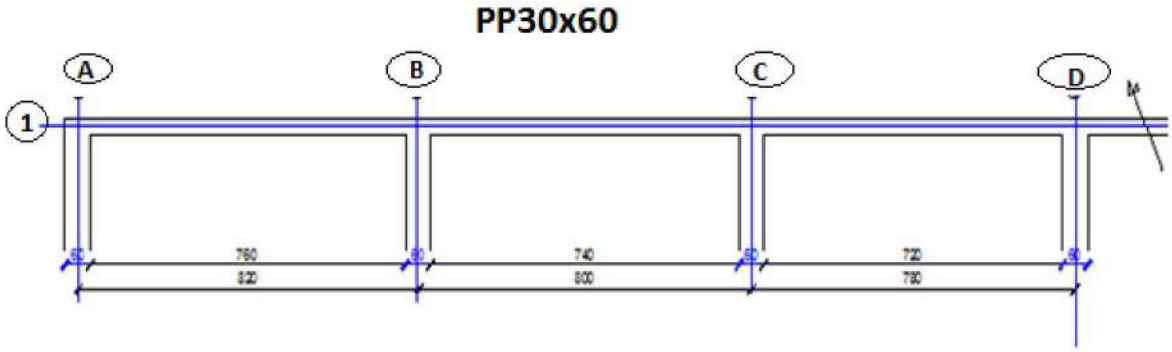


Figure 2-3 : dimensionnement du poutre principale

II.4.3.1.Plancher terrasse : (terrasse inaccessible ou public)

- Poids propre de la poutre : Gp = 0,30x 0,60x 25 = 4.50 KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher}$ = 6,82 x[(5,4/2)+(5,3/2)]-0,30= 34,44 KN/ml.
- $Q_{plancher}$ = 1,00 x[(5,4/2)+(5,3/2)] = 5,35 KN/ml.

-Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 44,29 KN/ml.

II.4.3.2.Plancher courant :

-Poids propre du plancher courant : Gplancher= 6,5 x[(5,4/2)+(5,3/2)]-0,30 = 32,82 KN/ml.

-$Q_{plancher}$ = 2,5 x[(5,4/2)+(5,3/2)] =13,37 KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 50,69 KN/ml.

Alors: on prend $P_{tot,\ max}$=50,69 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}, \quad I = bh^3/12$$

$F \leq F_{limite}$

F = 12x5x50,69x $(7,60)^4$ / (384x32164,2x 0,30x $(0,60)^3$)

F = 1,26 cm ≤ F_{limite}= 1,26 cm (condition vérifier.)

Conclusion :

Pour les poutres principales, on garde les mêmes dimensions :

(b x h) = (30 x 60) cm^2

II.4.4. Vérification de la flèche du poutre secondaire : Art (B.6.5)

$$L = 5.10\text{m} > 5\text{ m} \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.01\text{cm}$$

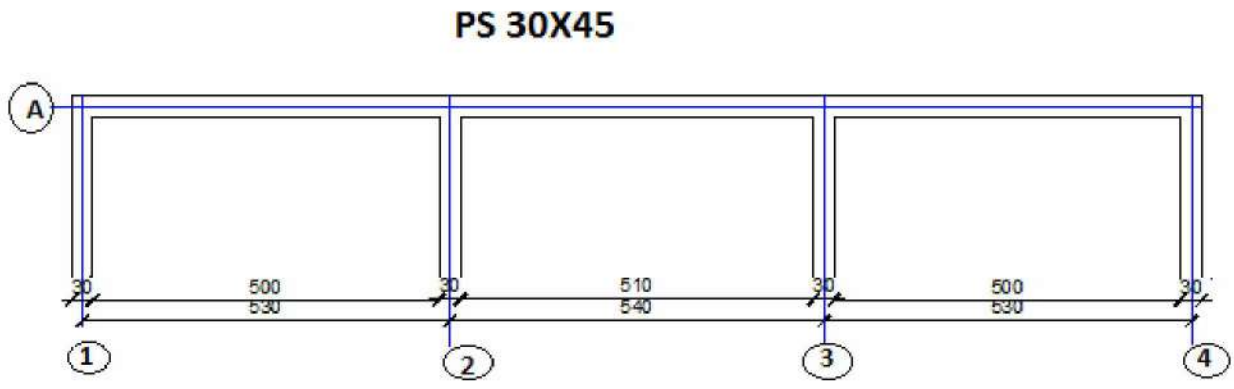


Figure 2-4 : dimensionnement du poutre secondaire

II.4.4.1. Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30x\ 0,45x\ 25 = 3,37$ KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher} = 6,82\ x[\ (8,2/2)+(8/2)]-0,30= 53,19$ KN/ml.

- $Q_{plancher} = 1,00\ x[\ (8,2/2)+(8/2)] = 8,1$ KN/ml.

-Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher} = 64,66$ KN/ml.

II.4.4.2. Plancher courant :

-Poids propre du plancher courant : Gplancher= 6,5 x[(8,2/2)+(8,/2)]-0,30=50,70KN/ml.

-$Q_{plancher} = 2,5\ x[\ (8,2/2)+(8/2)] =20,25$ KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher} = 73,99$ KN/ml.

Alors: on prend $P_{tot,\ max}=74,32$ KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}, \quad I = bh^3/12$$

$\mathbf{F \leq F_{limite}}$

$F = 12x5x74,32x\ (5,10)^4 / (384x32164,2x\ 0,30x\ (0,45)^3)$

$F = 0,893cm \leq F_{limite} = 1,008cm$ (condition verifier).

Conclusion :

Pour les poutres secondaires, on garde les mêmes dimensions :

(b x h) = (30 x 45) cm^2

II.5. les poteaux :

II.5.1. Définition :

Les poteaux sont des élément porteurs verticaux en béton armé , ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Pour les dimensionnements des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charge permanentes et d'exploitations, le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime en compression.

11.5.2.Etape du pré dimensionnement :

-Choix du poteau le plus sollicité ;

-Calcul de la surface reprise par le poteau ;

-Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;

-Vérification l'effort normal de résistance qui supporter pour ce poteau à chaque étagepar apport l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \leq \alpha \left[\frac{B_r . f_{c_{28}}}{0{,}9 . \gamma_b} + \frac{A . f_e}{\gamma_s} \right] \overline{Nu}$$

La méthode de calcul est basée sur la descende de charge ; le poteau supporte la charges suivantes :

- son poids propre ;
- le poids propre de poutre principale et secondaire ;
- les charges des planchers ;
- le poids de murs reportées sur le poteau.

Pour notre étude , on prendra deux types de poteaux qui sont les suivants :

- le premier type est celui des poteaux qui se trouve au niveau la cage des escaler et des poteaux qui sont à l'extrémité des voiles considérer comme un poteau raidisseur (30x30) ;
- le second type , il démarre du RDC jusqu'au dernier étage.

11.5.2.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Pour choisir le poteau plus sollicité il faut connaitre lés dimensionnements des poteaux du notre structure ;

- Dimensionnement les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :

Min (b, h) ≥25cm,selonle règlement du RBA99 version2003à zon1 [Art 7.4.1] ;

On propose une section rectangulaire du poteau telle que h=2b.et sans réduire leur section d'un niveau à l'autre on prend b=30 cm et h=60 cm.

Donc (b, h) = (30,60).

- Le poteau plus sollicité : C-2.

11.5.2.2. Calcul de la surface reprise par le poteau :

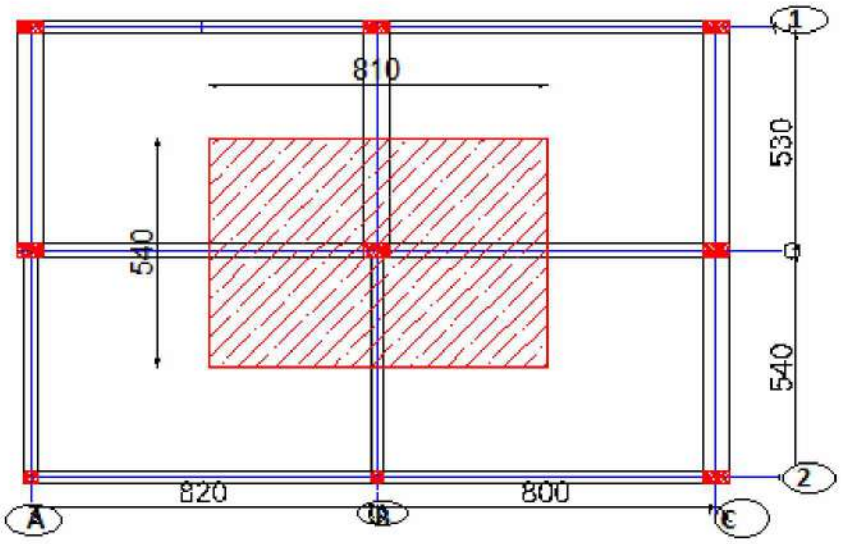


Figure 2-6 : présentation poteau du plus sollicité

- Surface totale :

St= (3,7+3,8+0,6)x(2,50+2,55+0,30)=**43,33 cm²**

- Surface de la dalle :

Sr=S1+S2+S3+S4=(3,8x2,55)+(2,55x3,7)+(3,8x2,5)+(3,7x2,50)=**35,887 cm²**

11.5.2.3. Détermination de l'effort normal appliqué aux poteaux

- **A. Charges permanentes :**

Tableau 2-6 : Calcul l'effort du aux charges permanentes Ng

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids propre des poteaux (KN)	Poids propre des poutres principales (KN)	Poids propre des poutres secondaires (KN)	Poids total NG (KN)
Terrasse	258,27	15,30	34,20	17,21	324,99
5^{eme} étage	246,16	15,30	34,20	17,21	321,87
4^{eme} étage	246,16	15,30	34,20	17,21	321,87
3^{ere} étage	246,16	15,30	34,20	17,21	321,87
2^{ere} étage	246,16	15,30	34,20	17,21	321,87
1^{ere} étage	246,16	15,30	34,20	17,21	321,87
RDC	246,16	15,30	34,20	17,21	321,87

- **B. Charges d'exploitation :**

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

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

Avec :

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

Tableau 2-7 : Calcul l'effort du aux charges d'exploitation Nq

Niveaux	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{dègression}$ (kN)
Terrasse	1	Q0	37,87		37,87
5eme étage	2,5	Q1	94,68	1	132,55
4eme étage	2,5	Q2	94,68	0,95	217,75
3eme étage	2,5	Q3	94,68	0,9	293,49
2eme étage	2,5	Q4	94,68	0,85	359,77
1 er étage	2,5	Q5	94,68	0,8	430,77
RDC	2,5	Q6	94,68	0,75	539,65

II.5.2.4.l'effort normale ultime de résistance :

- Nu= (1.35Ng+1.5Nq).
- Nu=Nu+10%Nu

Tableau 2-8 : calcul l'effort normale ultime de résistance Nu

Niveaux	Section Adopté (cm²)	Ng(cumuler) (KN)	Nq(dégression) (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)
Terrasse	30x60	324,99	37,87	495,54	545,09
5eme étage	30x60	637,85	132,55	1059,92	1165,91
4eme étage	30x60	950,72	217,75	1610,10	1771,11
3eme étage	30x60	1263,69	293,4	2146,08	2368,69
2eme étage	30x60	1576,46	359,77	2667,86	2934,65
1er étage	30x60	1889,32	430,77	3196,74	3516,42
RDC	30x60	2202,19	539,65	3782,43	4160,67

11.5.2.5. déterminer l'effort normal ultime :

D'après l'article **B.8.4.1 du CBA 93** l'effort normal ultime **Nu** agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur $\overline{Nu}$ suivante :

$$\overline{Nu} \leq \alpha\left[\frac{B_r.f_{c28}}{0,9.\gamma_b}+\frac{A.f_e}{\gamma_s}\right],$$

Telque :

B_r : Section réduite du béton d'un élément sollicité a la compression centrée.

$\overline{Nu}$ Effort normal ultime.

A : section d'armature comprimée prise en compte dans le calcul.=B/1000.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ destinée à tenir a la fois l'excentricité additionnelle et les efforts du second ordre telque :

$$\begin{cases}\alpha=\dfrac{0,85}{1+0,2(\dfrac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda\leq 50\\ \alpha=0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50\leq\lambda\leq 70\end{cases}$$

Avec :

$\lambda=\dfrac{L_f}{i_{min}}$: C'est l'élancement mécanique

L_f=0,7L_0 **:**C'est la longueur de flambement.

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

$i_{min}=\dfrac{b}{\sqrt{12}}$: Pour un poteau rectangulaire.

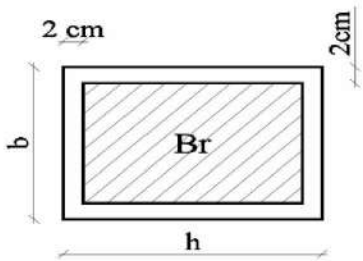


Figure 2-7: Section réduite d'un poteau

J'ai distingue une section de poteau :

$I_{xx}=\dfrac{b\,h^3}{12}$; $I_{yy}=\dfrac{hb^3}{12}$ Br= (h-2cm)x(b-2cm)

- **A. Calcul de la longueur de flambement L_f :**

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

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

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

Tableau 2-9: détermination de la longueur de flambement

	Dimension de poteau	L_f	$i_x = \frac{h}{\sqrt{12}}$	$i_y = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ_x	λ_y
Terrasse	30x60	$0.7L_0$	17.32	8.66	13.74	27.48
5^{eme}étage	30x60	$0.7L_0$	17.32	8.66	13.74	27.48
4^{eme} étage	30x60	$0.7L_0$	17.32	8.66	13.74	27.48
3^{eme} étage	30x60	$0.7L_0$	17.32	8.66	13.74	27.48
2^{eme} étage	30x60	$0.7L_0$	17.32	8.66	13.74	27.48
1^{er} étage	30x60	$0.7L_0$	17.32	8.66	13.74	27.48
RDC	30x60	$0.7L_0$	17.32	8.66	13.74	27.48

- **B. l'effort normal ultime :**

$$\leq \alpha \left[\frac{B_r . f_{c_{28}}}{0{,}9 . \gamma_b} + \frac{A . f_e}{\gamma_s} \right] \quad \overline{Nu}$$

Avec : $fe = 400MPa$

$f_{c28} = 25MPa$

$\gamma_s = 1.15$

$\gamma b = 1.5$

Tableau 2-10 : calcul l'effort normal ultime $\overline{Nu}$

	Section (cm^2)	Br (cm^2)	α	$\overline{Nu}$ (KN)	1.1Nu (KN)	Vérifier1.1Nu≤ $\overline{Nu}$
Terrasse	1800	1624	0,755	6478,25	545,09	Ok
5^{eme} étage	1800	1624	0,755	6478,25	1165,91	Ok
4^{eme} étage	1800	1624	0,755	6478,25	1771,11	Ok
3^{eme} étage	1800	1624	0,755	6478,25	2368,69	Ok
2^{eme} étage	1800	1624	0,755	6478,25	2934,65	Ok
1^{er} étage	1800	1624	0,755	6478,25	3516,42	Ok
RDC	1800	1624	0,755	6478,25	4160,67	Ok

II.5.3 Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-11 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**Ok**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3,4 – 0,60)/20=14cm	**Ok**
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0 ,25 ≤ (b/h)=0,50 ≤ 4	**Ok**

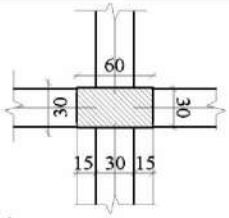
II.5.4. Vérification aux zones nodales :

Il reste à vérifier

- $b_{max} \leq 1,5h1+b1$.

- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau 2-12: vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d_{max} (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	0	60	30	Oui	15	30	Oui

II.6.Pré dimensionnement des voiles :

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

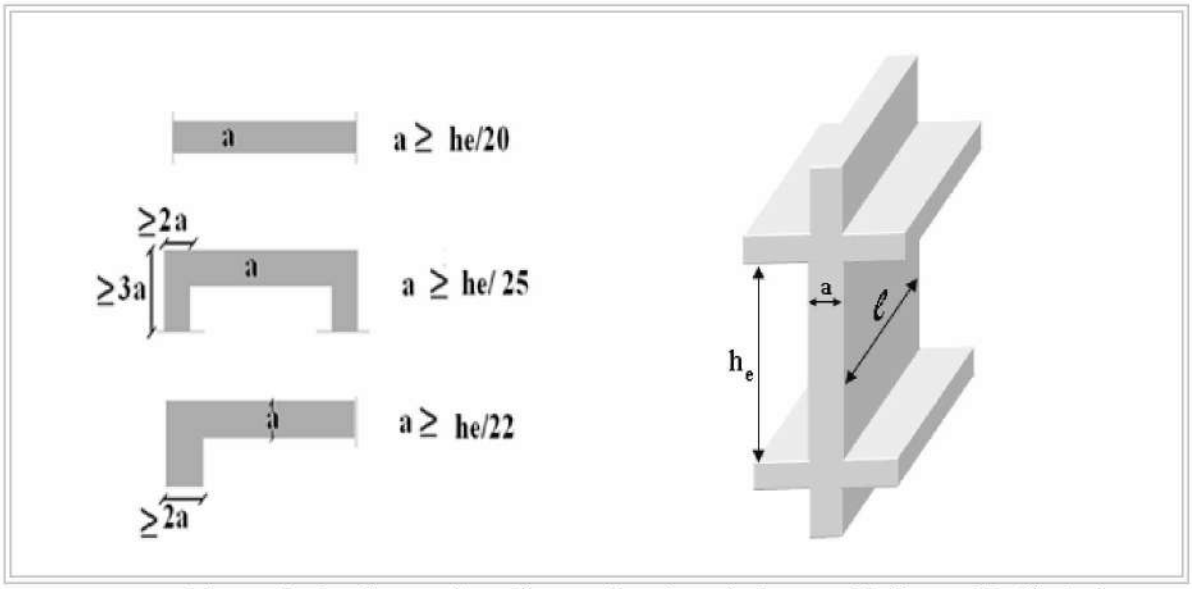


Figure 2- 8 : Coupe de voile en plan (gauche) ; Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3,4-0,60=3,15m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 12.6cm;14.31cm;14 cm)

a ≥15 cm

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

II.7.Conclusion :

-Dans ce chapitre ; et après tout les calcules et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que les pré dimensionnements des éléments résistes sont :

-La poutre principale : 30x60 ;

-La poutre secondaire : 30x45 ;

-Le poteau : 30x60 ;

-L'épaisseur du voile :A : 15cm.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse on de contreventement

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

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

- L'acrotère ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les escaliers ;

III.2. Calcul de l'acrotère :

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

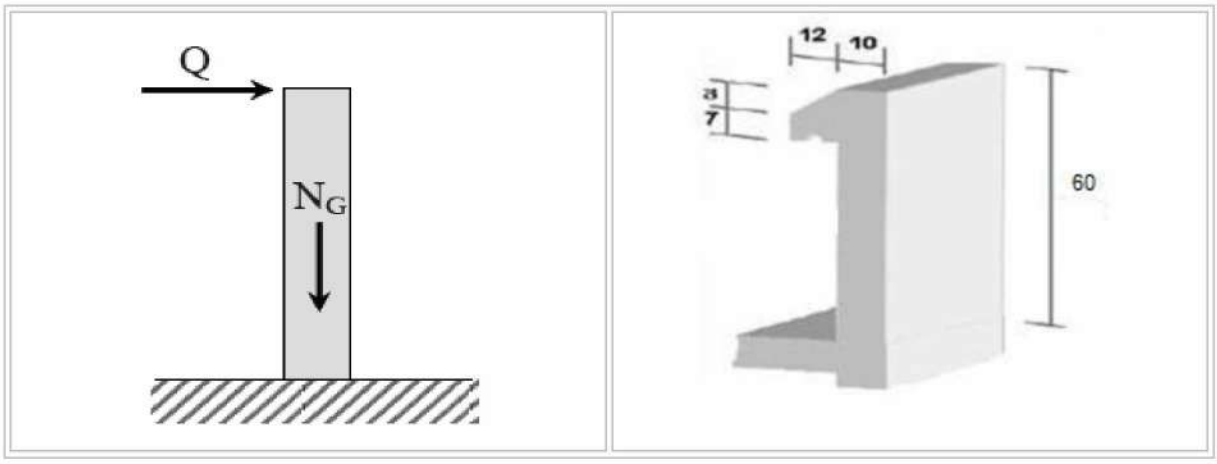


Figure3-1 : L'acrotère

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau 3-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = **1.775**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.2.2. Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.396	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	Q * h = 0.6

III.2.3. Calcul du ferraillage :

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

Tableau 3-3 : Les données

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

III.2.3.1. À E L U :

III.2.3.1.A. Calcul de l'excentricité:

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e0 = 38$ cm

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

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

III.2.3.1.B. Calcul du moment de flexion :

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

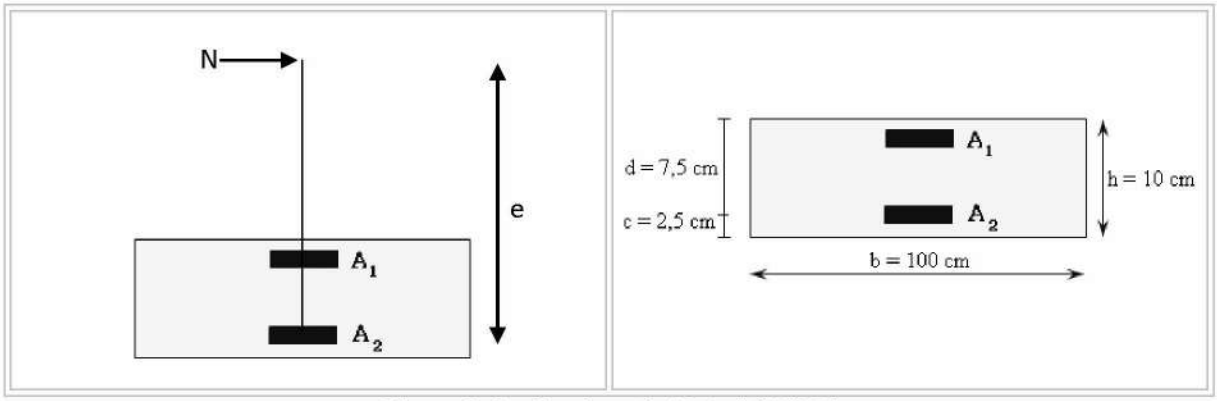


Figure3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.96$ kN.m

III.2.3.1.C. Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

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

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

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

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302$ cm²

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

III.2.3.1.D. Condition de non fragilité :

$$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

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

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

III.2.3.1.E. Armatures de répartition :

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

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

III.2.3.1.F. Espacement :

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm
Srép=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.2.3.2. Vérification à l'E.L.S :

Données: $N_{ser} = 1.755$ kN
$M_{ser} = 0.6$kN.m

III.2.3.2.A. Calcul de l'excentricité:

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

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.19cm$

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

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

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

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3} (\upsilon_1{}^3 + \upsilon_2{}^3) + 15 [A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68$ cm^4.

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

Donc : $e_0 = 34{,}19cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

III.2.3.2.B. Application numérique :

$$\begin{cases} p = -2489.80 cm^2 \\ q = +47307.84 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\,y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34 cm \end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.20 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm \end{cases}$$

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

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

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481 N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967 MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33 MPa ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 MPa\right] = 201.633 MPa$$

$$\sigma_s = 39.61 MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633 MPa$$

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

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

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

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

III.2.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , zone I)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.2 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.755 = 1.12 KN$$

$$F_p = 1.12 KN < T = 1.5 KN \quad \ldots\ldots\ldots (condition vérifier)$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

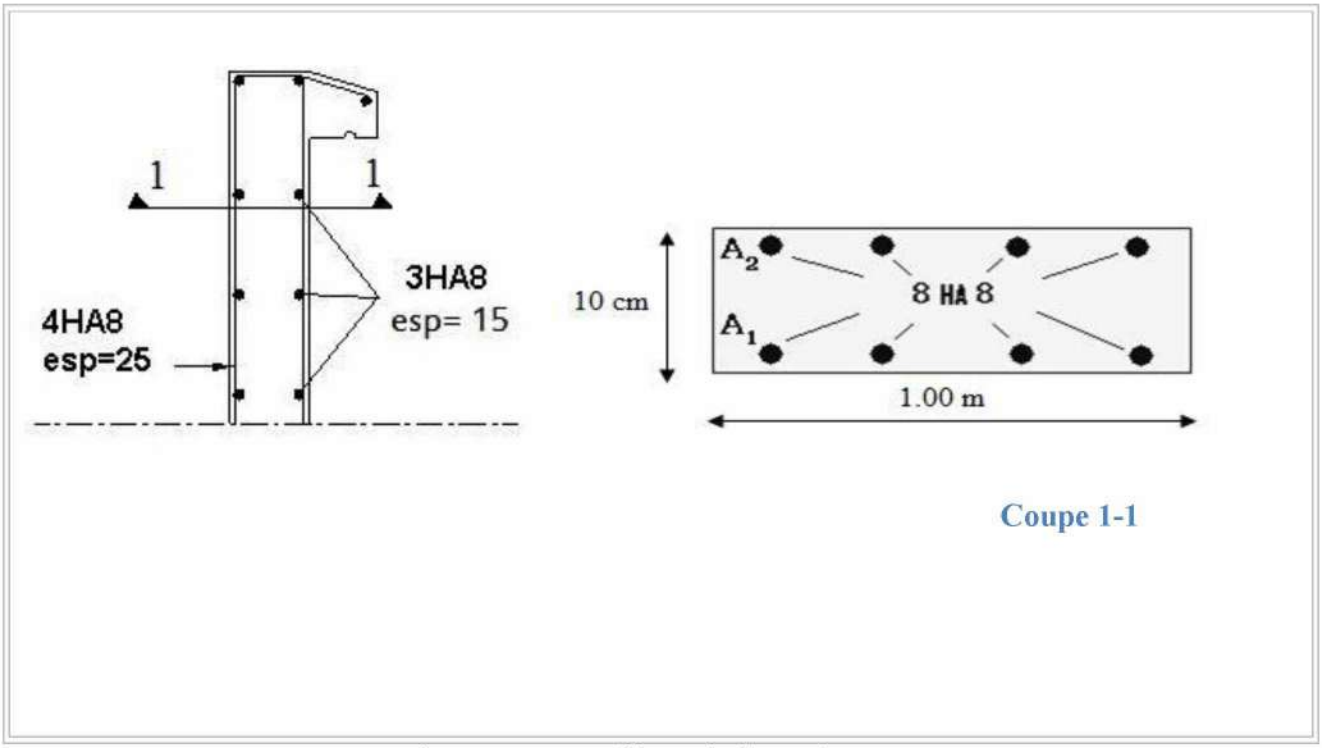


Figure3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. Calcul du plancher :

Comme a été motionné dans le chapitre précédent, notre ouvrage a un seul types de plancher, c'est une dalle à corps creux en (20+4) pour tout les planchers. On effectue un calcul des nervures du corps creux et son ferraillage

III.3.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 54cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

-La dalle de compression ;

-Les poutrelles.

Pour les plancher, on définir les charge permanente et d'exploitations :

- Les charges permanentes sont ;

- Etage courant : G= 6,50 (kN/m) ;
- Plancher terrasse inaccessible G= 6,82 (kN/m).

-Les charges d'exploitation sont ;

- Etage courant : Q= 2,5 (kN/m) ;
- Plancher terrasse inaccessible Q= 1 (kN/m).

III.3.2. La dalle 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 en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

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

$$At \geq 0{,}02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad .$$

Avec :

-L : espacements entre axes des nervures ;

-fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

-At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=51cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0{,}392\ cm^2/m.l$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0{,}196\ cm^2/m.l$$

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

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

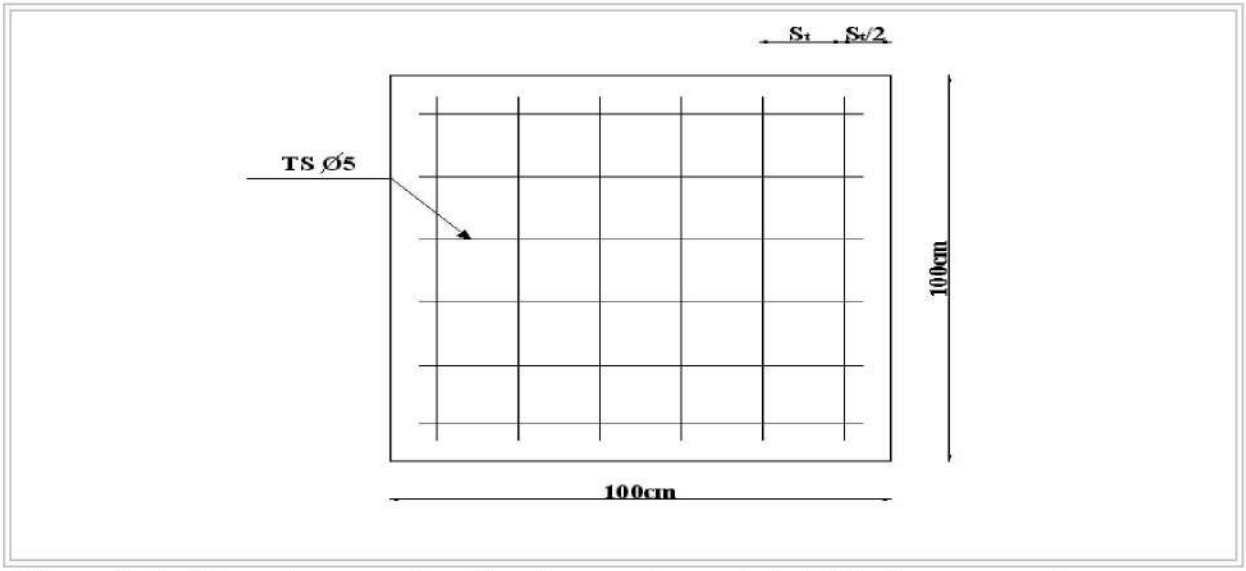


Figure 3- 4 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.3. Les poutrelles :

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

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.3.3.1. avant coulage :

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

- son poids propre ;
- le poids de corps creux (entrevous) ;
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5.L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

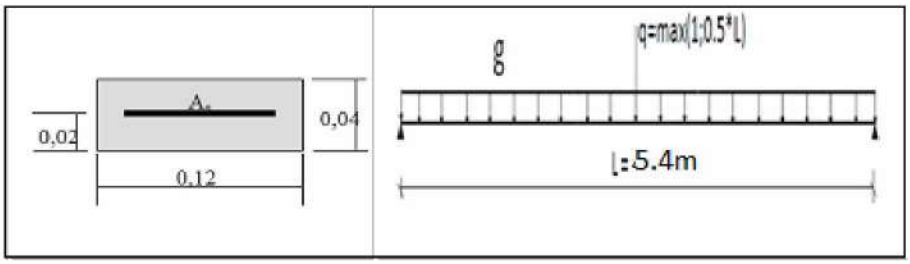


Figure 3- 5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau 3-4 : Les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5,1	2,55	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12x0,04x25 = 0,12	0.65x1 = 0,65
		0,77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 Calcul des moments

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.m)
$GL^2/8$=2,50	QL/4=3,25	$1,35M_G+1,5M_Q$=8,25

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{8,25.10^3}{14,2.12.2^2} = 12,10 > \mu_l = 0,392$$

Cette valeur de μ=12,10 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

III.3.3.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. De notre ouvrage on à un seul type de poutre continue est qui présenter comme suite ;

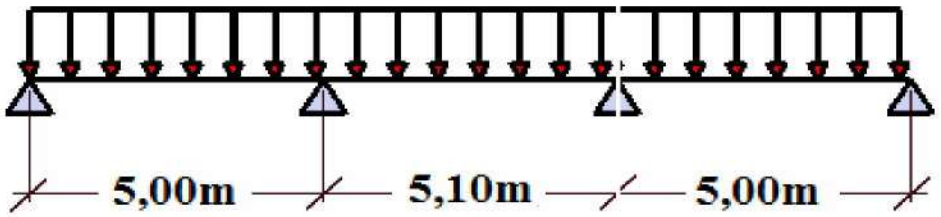


Figure3-5 : Longueur des portiques.

III.3.3.2. A. Méthode de calcul :

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions du la méthode forfaitaire sont :

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

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

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25

- La fissuration est peu nuisible.

- Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis:

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

Avec :

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

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

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

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

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

Tableau 3-6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Plancher Terrasse	6,82.0,65= 4,43	1.0,65=0,650	6,95	5,08
Plancher courant	6,50.0,65=4,22	2,5.0,65=1,625	8,13	5,84

-Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

-Q = 1kN/m² $\leq \begin{cases} 2G = 13\,kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ .... Condition vérifié ;

- l'inertie est constante pour toutes les travées. ....Condition vérifié ;

- La fissuration est peu nuisible ....Condition vérifié ;

- $0.8 < L_{AB}/L_{BC} = 1 < 1.25$ .... Condition vérifié.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable, le calcul s'effectue par cette dernière.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à l 'ELU.

Travée	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
1	25,40	18,62	5,08	12,70	18,79	-21,84
2	26,43	15,42	13,21	13,21	20,73	-20,73
3	25,40	18,62	12,70	5,08	21,84	-18,79

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à l'ELS.

Travée	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
1	18,25	13,39	3,65	9,12	13,50	-15,69
2	18,98	11,07	9,49	9,49	14,89	-14,89
3	18,25	13,39	9,12	3,65	15,69	-13,50

- Les résultats obtenus on construire dans les diagrammes suivants :

-Diagramme des moments :

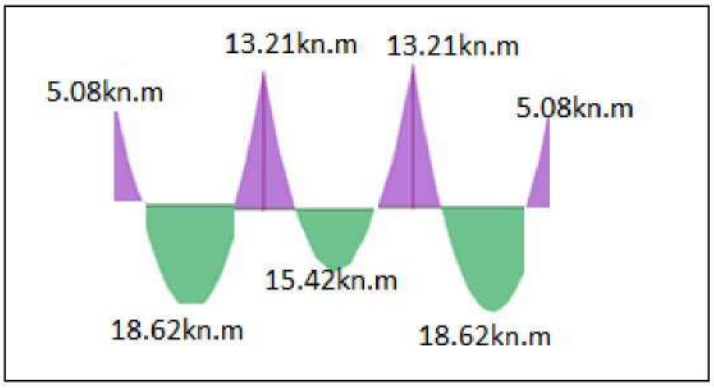


Figure 3-6 : Diagramme des moments à l'ELU.

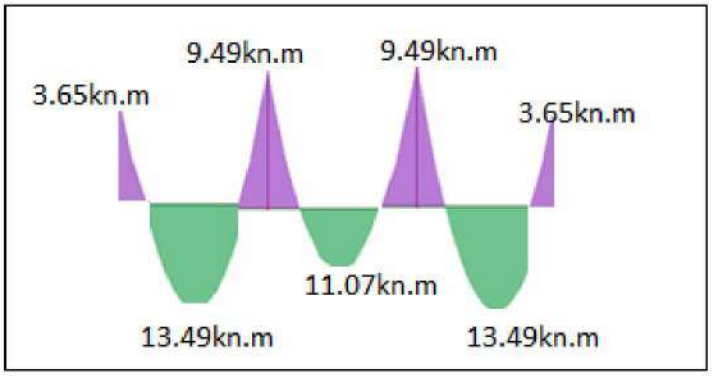


Figure3-7 : Diagramme des moments à l'ELS .

-Diagramme de l'effort tranchant :

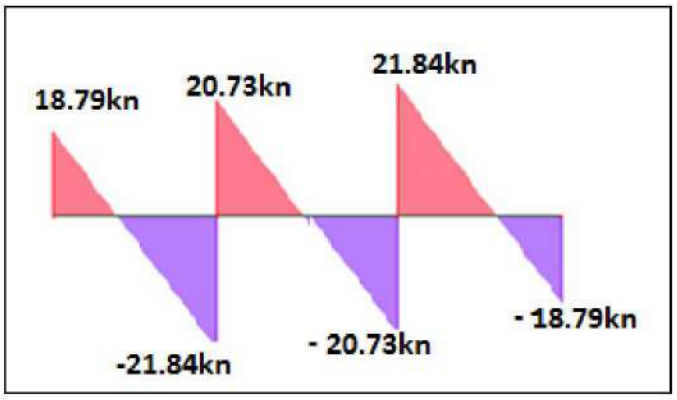


Figure3-8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

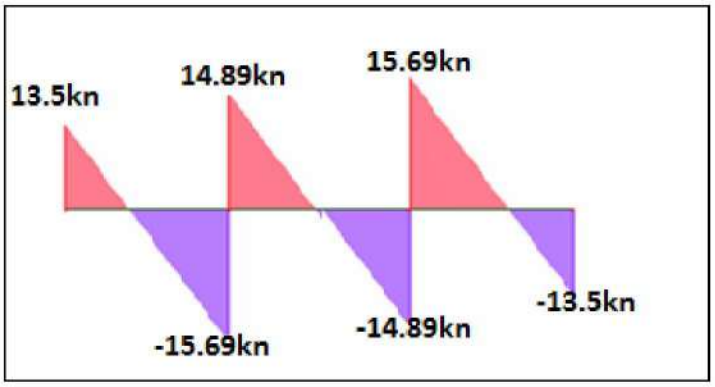


Figure3-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.2.3.B. Calcul du ferraillage :

1. Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple ;La fissuration est peu nuisible et la situation est durable, dans un premier lieu ; il faut chercher le cas limite ou l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table :

M0=b.h0.σb adm.(d-(h0/2)) =109,05 KN.m ⇒ $M_0 > M_u$ =18,62KN.m

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale a la largeur de la table

Les résultats des calcules sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3-9 : Disposition constructive des armatures

		En travée	En appuis
ELU	M_u (kN.m)	18,62	13,21
	M0KN.m	M0=b.h0.σb adm.(d-(h0/2))=109,05 KN.m ⇒ $M_0 > M_u$ =18,62KN.m	/
	μ	0,061	0,239
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,969	0,862
	A (cm²)	3,00	2,44
	Le choix	3HA12=3,39cm²	2HA14= 3,08cm²
	B/1000	1,30	0,24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	13,39	9,49
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	2,97	1,02
	I_G (cm^4)	12054,68	13324,64
	K (N/cm^3)	0,111	0,071
	σb (Mpa)	3,29	0,726
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

2. Armatures transversales :

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

-Escapement S_t:

$$S_t \leq Min\begin{cases}0{,}9d \\ 40cm\end{cases} = (16{,}2;40\ \text{cm})$$

Donc : S_t=15 cm;

-Diamètre des armature transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_1;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5{,}71;10;12\}(\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \leq 5{,}71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$=28,27 mm²

a_t : section d'une barre = 0,28 cm² n_t: nombre des barres = 2

➔ $A_t = a_t n_t$=0,56 cm².

Tableau 3-10: Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Section d'acier transversale	espacement
2ϕ6	15cm

III.3.3.2.C. Vérification au cisaillement :

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

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 3{,}33MPa \quad ; \quad \tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{15{,}69.10^3}{120.180} = 0{,}756MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ condition verifier

-Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE235).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0{,}4\ \text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 235}{120 \times 150} = 1{,}44\ \text{MPa} \geq 0{,}4\ \text{MPa}$$ condition verifier

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0{,}0031 > 0{,}00035$$ .....condition verifier

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.3.3.2.D. Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau 3-11 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 5{,}00/fe$
h/ L = 0,20 / 5,00 = 0,040 Mt/(15 Mo)=13,39/(15.18,25)=0,048	ρ=A/(bo.d)=3,39/(65.18)=0 ,002 5,00/ fe = 5,00 / 400 = 0,012
Condition non vérifiée	Condition vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.3.2.E. Évaluation détaillée de la flèche :

L=5,00m

5 ≥5 m ⇒ $\bar{f} = 0{,}5\,cm + \frac{L}{1000}$ =1,00cm

$$I = \frac{b.h^3}{12} \cdot \left(\frac{\beta + (1-\beta).[\alpha^4 - \beta.(1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha.(1-\beta)} \right) = 18734.3cm^4$$

Tel que :

- β=bo/b=12/65=0,184
- α=ho/h= 4/20=0,2

$$f = \frac{5.q.L^4}{384..E.I} = \left(\frac{5.5{,}84.10^3.5^4}{348.32164.2.18734.10^{-8}} \right) = 0{,}008m$$

$f = 0{,}8cm < \bar{f} = 1{,}00cm$ ⇒ Condition vérifiée

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

III.4. les escaliers :

III.4.1. Introduction :

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

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

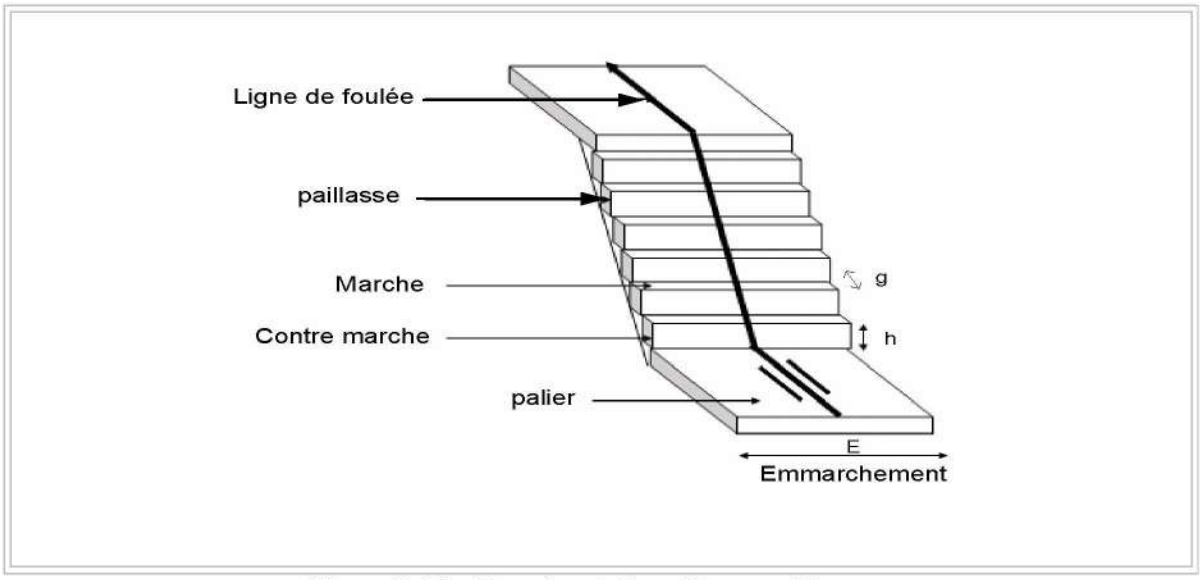


Figure3-11 : Représentation d'un escalier

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

III.4.3. Calcul d'escalier à deux volées :

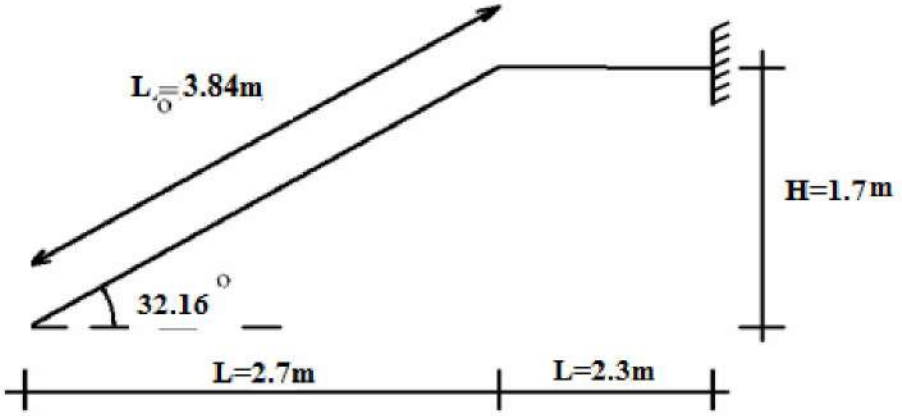


Figure3-12 : Dimensions de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir 2h+g=64

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

2h+g=64 ..... (1)

$n \times h = H$ .....(2)

(n-1)g=L ..... (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2 - (64+2H+L)\, n + 2H = 0$

Avec :

n : La racine de l'équation

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$64n^2 - 674\, n + 340 = 0$

Solution :

n_1=0,53……..refusée.

n_2=10

Donc on prend :

- le nombre de contre marche …….. n=10
- le nombre des marches ……n-1=9

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0{,}17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0{,}30m = 30cm$$

- Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \le (g + 2h) \le 66)\text{cm} \\ (16 \le h \le 18)\text{cm} \\ (22 \le g \le 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$ Vérifiée

Les caractéristiques du notre type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1,70m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

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

tg α = H / L = 1,70/2,70 = 0,629

Donc : α =32,16°

$$L_0 = \sqrt{2{,}70^2 + 2{,}3^2} = 3{,}54m$$

l =2,3+3,54 = 5,84m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 16{,}68 \le e \le 19{,}46$$ On adopte: **e = 17cm**

III.4.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

III.4.3.1.A Charges permanentes :

Tableau 3-12 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Mortier de pose	0,02	18	0,36
4	Poids propre du palier	0,17	25	4,00
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	**5,48**

Tableau 3-13 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Mortier de pose	0,02	18	0,36
4	Poids propre de la paillasse	0,17 / cos α	25	5,02
5	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	**8,63**

III.4.3.1.B Charge d'exploitation:

Q = 2,5KN/m2

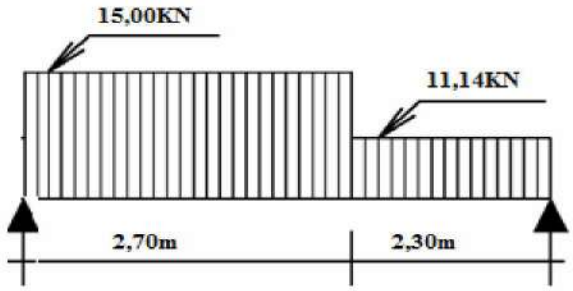
III.4.3.2 Combinaison des charges :

Tableau 3-14 : Combinaison des charges de l'escalier

	G KN/m²	Q KN/m²	E.L.U 1,35.G+1,5.Q KN/m²	E.L.S G+Q KN/m²
Palier	5,48	2,5	11,14	7,98
Paillasse	8,63	2,5	15,40	11,13

III.4.3.3 .Détermination des efforts :

III.4.3.3.A. à l'E.L.U: P_u =1,35 G + 1,5 Q



Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 36,84 KN

R_B = 30,95 KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 36{,}84.x - 5{,}7.x^2 & x \in [0;2{,}7[\\ M(x) = -5{,}57x^2 + 36{,}84(x+2{,}7) - 41{,}58(x+1{,}35) & x \in [0;2{,}3[\end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$T(x):\begin{cases} T(x) = 36{,}84 - 11{,}14x & x \in [0;2{,}7[\\ T(x) = -11{,}14x + 36{,}84 - 41{,}58 & x \in [0;2{,}3[\end{cases}$$

La position du moment maximum se trouve dans l'intervalle $x \in [0;2{,}7[$

dM(x)/dx=T(x)=0 → x=2,39

M_{umax} = 44,06KN.m

T_{max} = 36,84 KN (à x=0)

Pour les paillasses et les paliers on considère comme des dalles,on peut calculer les moments en travèes et aux appuis :

Mt=0,85Mo= $M_{u\,max}$=0,85 M_{umax}

Ma=0,5Mo= $M_{u\,max}$=0,5 M_{umax}

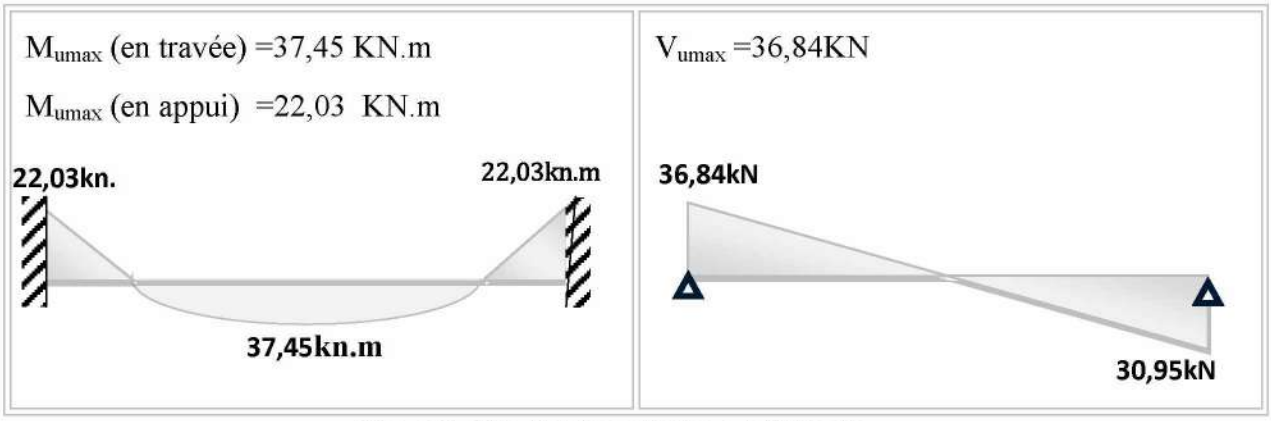
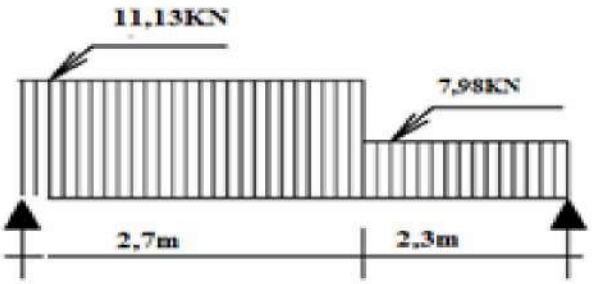


Figure3-13 : Schéma statique à l'E.L.U

III.4.3.3.B. A l'E.L.S : $P_s = G + Q$



Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 26,15 KN

R_B = 22,24 KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 26{,}15.x - 5{,}56.x^2 & x \in [0;2{,}7[\\ M(x) = 26{,}15(x+2{,}7) - 3{,}99x^2 - 30{,}05(x+1{,}35) & x \in [0;2{,}3[\end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$T(x):\begin{cases} T(x) = 26{,}15 - 11{,}13x & x \in [0;2{,}7[\\ T(x) = 26{,}15 - 7{,}98x - 30{,}05 & x \in [0;2{,}3[\end{cases}$$

La position du moment maximum se trouve dans l'intervalle $x \in [0;2{,}7[$

dM(x)/dx=T(x)=0 → x=2,39m

M_{umax} = 30,74KN.m

T_{max} = 26,15 KN (à x=1.7m)

Pour les paillasses et les paliers on considère comme des dalles,on peut calculer les moments en travèes et aux appuis :

Mt=0.85Mo= $M_{u\ max}$=0.85 M_{umax}

Ma=0.5Mo= $M_{u\ max}$=0.5 M_{umax}

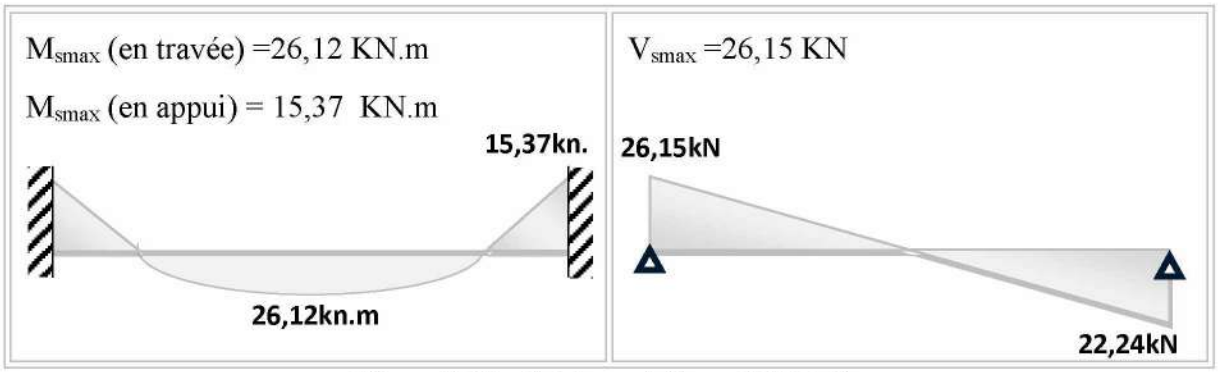


Figure3-14 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau 3-15 : Calcul des efforts

Etats	Moment en travée (KN.m)	Moment au appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	37,45	22,03	36,84
E.L.S	26,12	15,37	26,15

III.4.3.4. Ferraillage des escaliers :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec (b.h) = (100. 17) cm^2.Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3-16 : Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5m
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=14.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

A. En travée :

$M_u = 37,45$ Kn.m/ml,

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0,85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0,85.25}{1.1,5} \approx 14,2\,MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{37,45.10^3}{14,2.100.14,5^2} = 0,125$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0,933 \ , \ \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1,739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\,Mpa$$

$$As = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{37,45.10^6}{0,933.145.348} = 795,46\,mm^2 = 7,95\,cm^2$$

Choix des barres :

A_s= 8HA12 =9,05cm^2

Ferraillage minimal :

$$A_{smin} = \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 1,7\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s\} = \max\{1,7;\ 9,05\} = 9,05cm^2$$

Description des barres :

On va adopter en travée 8T12 avec : $A_s = 9,05\ cm^2$ et un espacement de :

$s_t = 12,5\ cm < \bar{s}_t = \min\{3h; 33cm\} = 33cm.$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{9,05}{4} = 2,26cm^2$$

Donc on adopte 6HA8 avec $A_r = 3,01cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 16,66 < \bar{s}_t = \min\{4h; 45cm\} = 45cm$$

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.9,05 + \sqrt{(225.9,05^2 + 30.100.9,05.14,5)}}{100} = 5,06\,cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène : $I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.5,06^3}{3} + 15.9,05.(14,5 - 5,06)^2 = 16415,64cm^4$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{26,12.10^6}{16415,64.10^4} = 0,159\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0,159.50,6 = 8,04\,MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0,159.(145 - 50,6) = 225,14MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0,6.F_{c28} = 0,6.25 = 15\,MPa$$

Acier : fissuration peu nuisible $\rightarrow$ aucun vérification à faire

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ donc l'état limite de service est satisfait

Tableau 3-17: résultats des calcules à travée du l'escalier

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**		
μ	0,125	Sans	A	9,05	cm^2			
			Choix : 8 HA12					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	5,06	Cm	$б_b$	8,04	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	16415,64	cm^4						

B. En appui :

$M_u = 22{,}03$ Kn.m/ml,

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0{,}85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85.25}{1.1{,}5} \approx 14{,}2\,MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{22{,}03.10^3}{14{,}2.100.14{,}5^2} = 0{,}073$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}962 \ , \ \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1{,}739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\,Mpa$$

$$As = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{21{,}88.10^6}{0{,}962.145.348} = 450{,}73\,mm^2 = 4{,}50\,cm^2$$

Choix des barres :

A_s= 5HA12 =5,65cm^2

Ferraillage minimal :

$$A_{smin} = \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 1.7\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s\} = \max\{1.7;\ 5{,}65\} = 5{,}65 cm^2$$

Description des barres :

On va adopter en travée 5T12 avec : $A_s = 5{,}65\ cm^2$ et un espacement de :

$$s_t = 20\ cm < \bar{s}_t = \min\{3h; 33cm\} = 33cm.$$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{5.65}{4} = 1{,}41\ cm^2$$

Donc on adopte 4HA8 avec $A_r = 2{,}01 cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 25 < \bar{s}_t = \min\{4h; 45cm\} = 45cm$$

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.5{,}65 + \sqrt{(225.5{,}65^2 + 30.100.5{,}65.14{,}5)}}{100} = 4{,}18\,cm$$

Calcul du moment quadratique de la section

homogène :. $I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.4{,}18^3}{3} + 15.5{,}65.(14{,}5 - 4{,}18)^2 = 11460{,}56\,cm^4$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{15{,}8.10^6}{11460{,}56.10^4} = 0{,}137\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0{,}137.41{,}8 = 5{,}72MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0{,}137.(145 - 41{,}8) = 212{,}07MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0{,}6.F_{c28} = 0{,}6.25 = 15MPa$$

Acier : fissuration peu nuisible $\rightarrow$ aucun vérification à faire

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ donc l'état limite de service est satisfait

Tableau 3-18 : résultats des calcules à appui du l'escalier

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**		
μ	0,073	Sans	A	5,65	cm^2			
			Choix : 5HA12					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	4,18	Cm	$б_b$	5,72	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	11460,56	cm^4						

III.4.3.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{36,84\times10^3}{1000\times145} = 0,254\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa}\,;\,5\text{MPa}\right] = 3,33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,254\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33\,\text{MPa}$ (Condition vérifié).

III .4.3.6. Vérification des flèches :

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{555} = 0,030 \geq \frac{37,12}{20\times15,02} = 0,086$$ Condition non vérifié ;

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,05}{100\times14,5} = 0,006 \leq \frac{2}{400} = 0,005$$ Condition vérifié.

Donc le calcul de la flèche doit être nécessaire :

III .4.3.6.A. Évaluation de la flèche :

L'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment

d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec n = 15) un moment fictif I_f.

Les règles BAEL donnant les formules empiriques suivantes :

$$I_f = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda\mu}$$

Avec :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05.F_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} \text{ : pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \text{ : pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = \text{Max}\left[1-\frac{1{,}75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}};0\right]$$

Avec :

f_{t28} résistance caractéristique du béton à la traction.

$б_s$ contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

b_0 largeur de nervure.

b largeur de la table de compression.

ρ rapport A/b_0d.

Les courbures sont définies par :

$$\frac{1}{r_i}=\frac{M_{ser}}{E_iI_{fi}} \quad \text{et} \quad \frac{1}{r_v}=\frac{M_{ser}}{E_vI_{fv}}$$

I_{fi} et I_{fv} (m^4) moments d'inertie correspondant respectivement à λ_i et λ_v.

E_i et E_v (MPa) module de déformation longitudinale correspondants ($E_v = E_i / 3$).

M_{ser} (MN.m) moment fléchissant dans la section considérée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, les flèches f_i et f_v peuvent, de manière approchée, être prises :

- pour les poutres simplement appuyées ou continues et les bandes de dalles continues ou non, portant dans le sens de la petite potée, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec L portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée.

M_{ser} moment fléchissant maximale dans cette travée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagé

-Pour déterminer la part de la flèche totale la quantité :

$\Delta f_t = f_v - f_i$ Représente la flèche nuisible, à comparer aux limites admissibles.

III .4.3.6.B. Valeur limite des flèches :

En principe les valeurs limites sont liées aux conditions spécifiques d'exploitation des ouvrages et sont fixées par des textes particulaires.

pour des éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs :

$$\frac{L}{500} \quad Si \ L \leq 5 \ m.$$

$$0{,}5 \ cm + \frac{L}{1000} \quad Si \ l > 5m.$$

III .4.3.6.C. Calcul de flèche :

$$M_{ser} = 26{,}12 kN.m, \quad A = 9{,}05 cm^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d} = 0{,}006 \rightarrow \beta = 0{,}985$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta . A . d} = 202{,}07 MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 . f_{tj}}{4 . \rho . \sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}520$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{tj}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 3,5 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,4$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0)+(b_0.(d-c))} = 11,5\,cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2}-y)^2 + 15A(d-y)^2 = 57463,41cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i\mu} = 22414,80cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 9,05mm$$

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = 36579,71cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 5,55mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 9,05-5,55 = 3,5mm = 0,35cm < \overline{f}_{adm} = 0,5\,cm + \frac{L}{1000} = 1,00cm$$

La flèche est vérifie.

-les calcules vérification de la flèche de l'escalier qui représenter dans le tableau suivant ;

Tableau 3-19 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	P	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
9,05	26,12	0,006	202,07	0,520	11,5	57463,41
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
22414,80	36579,71	0,905	0,555	0,350	1,000	oui

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

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

III.4.4.1.Pré dimensionnement :

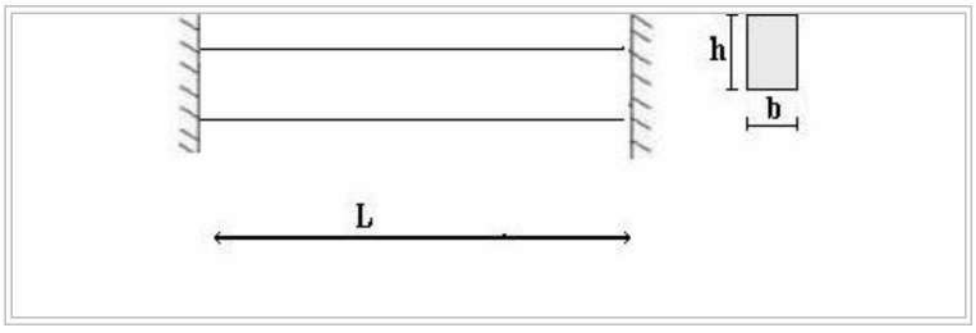


Figure 3-15 : Dimensionnement de la poutre palière

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

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

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone I art [Art 7.5.1] sont:

- h ≥ 25cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b1

Tableau 3-20 : Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière		
Conditions de résistance	L_{max}= 3,80 m ⇒ 27,33cm ≤ h ≤41cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm	on adopte h = **30** cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1,00	
Condition derigidité (h/L ≥ 1/16)1/16)	(h/L=0.0731) ≥ (1/16=0.0625)	(condition vérifie)

Conclusion :

après les calcule et leur vérifications on prend la dimensionnent du poutre palière :(bxh)=(30x30).

III.4.4.2. Evaluation des charges :

-Poids propre de la poutre : $p_p = (0{,}3 \times 0{,}3) \times 25$ ➔ $p_p = 2{,}25KN/m$

-Réaction d'escalier : ➔ $Ru = 21{,}16KN$, $Rs = 15{,}16KN$

-Poids du demi-mur ➔ Pm= 0,25×3,80x1,7x2,52 = 4,06KN/m

$P_u=1,35(P_p+P_m)+R_u$ ➔ **P_u=29,67KN/m**

$P_s=(P_p+P_m+R_u)$ ➔ **P_s = 21,47KN/m**

III.4.4.3. Calcul des efforts:

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

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

Tableau 3-21 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma (kNm)	Mt (kNm)
ELU	56,37	35,70	17,85
ELS	40,79	25,83	12,91

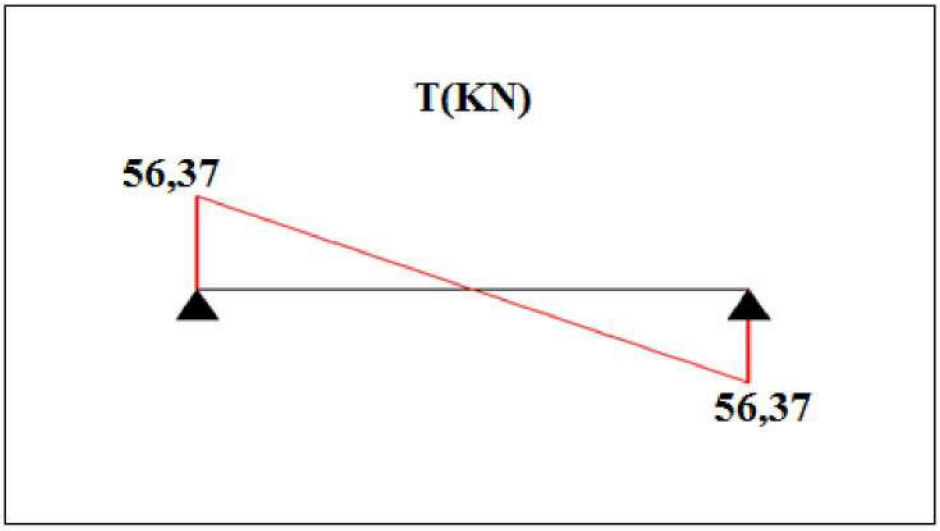


Figure 3-16 : Les efforts agissants sur une poutre palière(ELU)

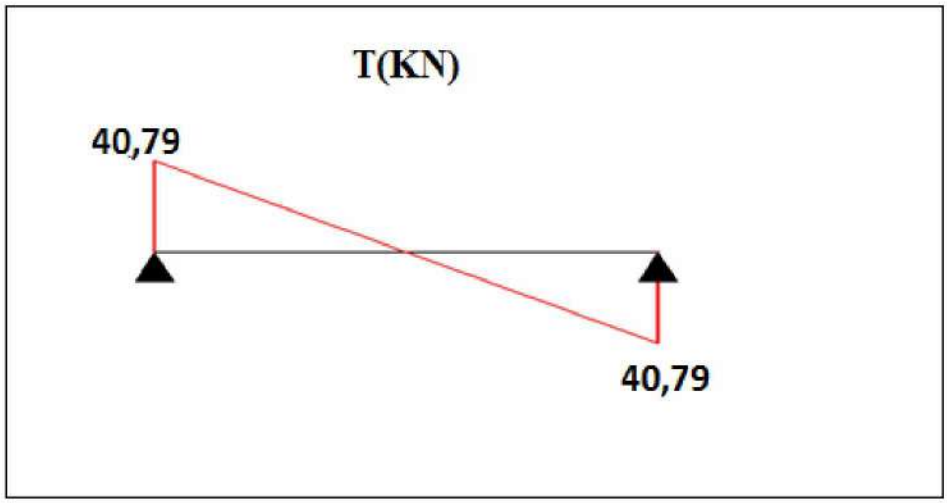


Figure 3-17 : Les efforts agissants sur une poutre palière(ELS)

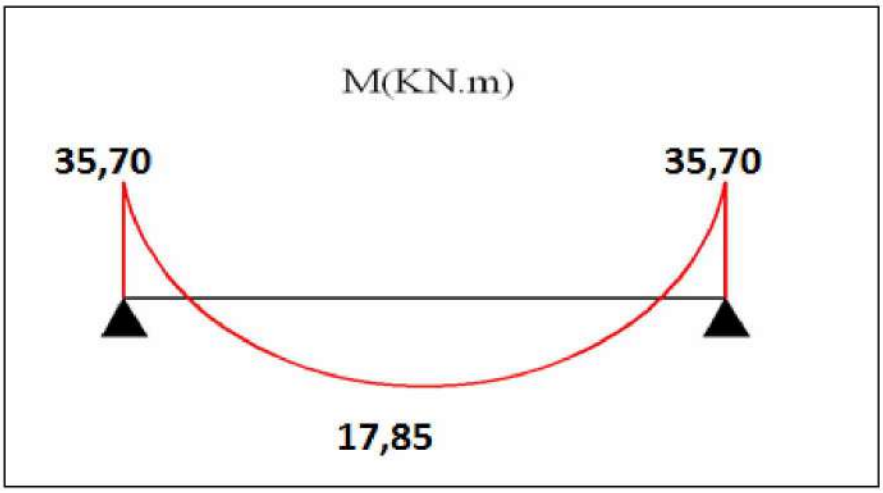


Figure3- 18 : Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

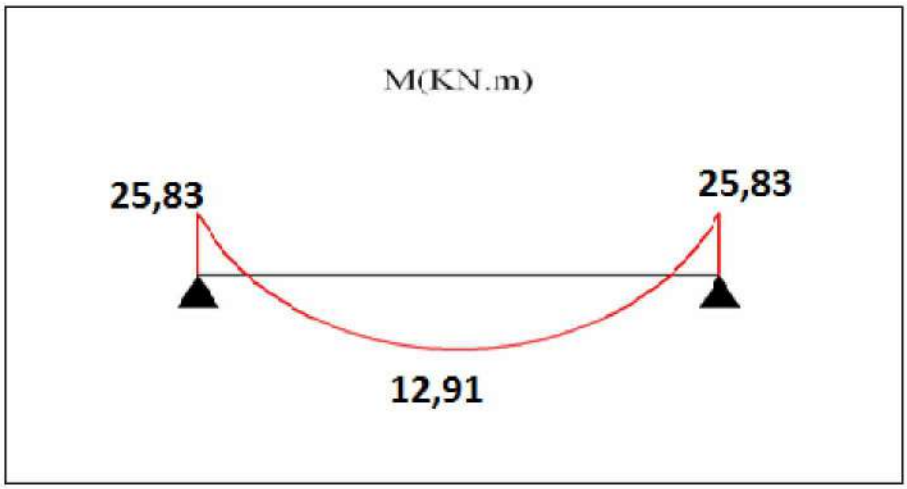


Figure3- 19 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière :

Le ferraillage de la poutre palière, sera fait en flexion simple avec (bxh) = (30x30) cm^2

On utilise des données qui représenter dans la tableau suivante :

Tableau 3-22 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	d=27,5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

A. En travée :

$M_u = 18{,}62 Kn.m/ml,$

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0{,}85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85.25}{1.1{,}5} \approx 14{,}2\ MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{17{,}85.10^3}{14{,}2.100.27{,}5^2} = 0{,}015$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}990\ ,\ \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1{,}739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$As = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{17{,}85.10^6}{0{,}990.275.348} = 188{,}40\ mm^2 = 1{,}88\ cm^2$$

choix des barres :

A_s= 2HA12 =2,26cm^2

Ferraillage minimal :

$$A_{smin} = \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 1,7\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s\} = \max\{1,7;\ 2,26\} = 2,26cm^2$$

Description des barres :

On va adopter en travée 2T12 avec : $A_s = 2,26\ cm^2$ et un espacement de :

$$s_t = 15\ cm < \bar{s}_t = \min\{3h; 33cm\} = 33cm.$$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{2,26}{4} = 0,56cm^2$$

Donc on adopte 2HA8 avec $A_r = 1,00cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 15 < \bar{s}_t = \min\{4h; 45cm\} = 45cm$$

Tableau 3-23 : résultats des calcules à travée du l'escalier

Dimensionnement aux états limites ultimes						
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	
μ	0,015	Sans	A	2,26	cm^2	**PIVOT A**
			Choix : 2HA12			

B. En appui :

$M_u = 35,70$ Kn.m/ml,

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0,85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0,85.25}{1.1,5} \approx 14,2\ MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{35,70.10^3}{14,2.100.27,5^2} = 0,035$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}984 \ , \ \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1{,}739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\,Mpa$$

$$\text{As} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{35{,}70.10^6}{0{,}984.275.348} = 379{,}10mm^2 = 3{,}79cm^2$$

Choix des barres :

A_s= 4HA12 =4,52cm^2

Ferraillage minimal :

$$A_{smin} = \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 1.7\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s\} = \max\{1.7;\ 4{,}52\} = 4{,}52cm^2$$

Description des barres :

On va adopter en travée 4T12 avec : $A_s = 4{,}52\ cm^2$ et un espacement de :

$s_t = 7{,}5\ cm < \bar{s}_t = \min\{3h; 33cm\} = 33cm.$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13\ cm^2$$

Donc on adopte 4HA8 avec $A_r = 2{,}01cm^2$, et un espacement entre barres de :

$s_t = 7{,}5 < \bar{s}_t = \min\{4h; 45cm\} = 45cm$

Tableau 3-24: résultats des calcules à appui du l'escalier

Dimensionnement aux états limites ultimes						
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**
μ	0,035	Sans	A	4,52	cm^2	
			Choix : 4HA12			

III.4.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{40{,}79\times10^3}{1000\times275} = 0{,}148\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}\,;\,5\text{MPa}\right] = 3{,}33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}148\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$ Condition versifié

III.4.4.6. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \le 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0{,}9d\right] = \text{Min}\left[25{,}5\text{cm};\,24{,}75\,\text{cm}\right] = 24{,}75\,\text{cm}$$

$$V_u = 40{,}79\,\text{KN} \le 0{,}4\left(\frac{25}{1{,}5}\right)\times300\times247{,}5 = 495\text{KN}$$ (Condition vérifier).

III.4.4.7. Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times40{,}79\times10^3}{300\times247{,}5} = 1{,}09 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39$$ (Condition vérifier).

$$A = 4{,}52\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times40{,}79\times10^3}{400} = 1{,}77\,\text{cm}^2$$ (Condition vérifier).

III.4.4.8. Armatures transversales:

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0{,}85\,\text{cm};\ \varphi_l = 16\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0{,}85\,\text{cm}$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}50\,\text{cm}^2$$ Donc on adoptera: $A_t = 2\ T\ 8 = 1{,}00\ \text{cm}^2$.

III.4.4.9. Vérification du R.P.A 99:

$$A_{t\,min} = 0{,}003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S_t} = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7{,}5\,\text{cm}\,;12\varphi_t = 9{,}6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S_t} = 7{,}5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)}\\ \overline{S_t} = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$$

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

On a $A_t = 1\ \text{cm}^2$.

$$S_t = 5\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0{,}003.b.S_t = 0{,}45\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0{,}003.b.S_t = 1{,}35\,\text{cm}^2$$

$$S_t < \overline{S_t}$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra $A_t = 4\ T\ 8 = 2{,}01\ \text{cm}^2$.

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0{,}3\,f_{t28}.k\right)}{0{,}9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2{,}01\times10^2}{300\times50} = 0{,}013 \ge \frac{1{,}15(0{,}154 - 0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = -0{,}0015$ condition vérifié

Zone courante: $\frac{2{,}01\times10^2}{300\times150} = 0{,}004 \ge \frac{1{,}15(0{,}154 - 0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = -0{,}0015$ condition vérifié

- $$A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 2{,}01\,\text{cm}^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times300\times50}{400} = 0{,}15\text{cm}^2$ condition vérifié

Zone courante: $A_t = 2{,}01\,\text{cm}^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times300\times150}{400} = 0{,}45\,\text{cm}^2$ condition vérifié

III.4.4.10.Vérification à l'E.L.S :

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

$\overline{\sigma}_b = 0{,}6.f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

Tableau 3-25 : les calcules des vérification à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
As (cm²)	2,26	4,52
M_{ser} (kN.m)	12,91	25,85q
Y_1 (cm)	6,83	9,11
I_G (cm⁴)	$I_G = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 17669{,}84$	$I_G = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 30490{,}00$
k_1	$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = 0{,}073$	$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = 0{,}084$
$\overline{\sigma_b}$ (MPA)	15	
σ_b (MPA)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G}.Y_1 = 4{,}98$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G}.Y_1 = 7{,}65$
$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui
σ_s (MPA)	$\sigma_s = 15.k_1.(d-Y_1) = 245{,}80$	$\sigma_s = 15.k_1.(d-Y_1) = 231{,}71$
$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	$\overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348$	$\overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348$
$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	Oui	Oui

III.4.4.11.Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau 3-26: Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 4,2/fe$
h/ L = 0,3 / 3,80 = 0,078 Mt/(15 Mo)=13,48/(15.38,75)=0,023	ρ =A/(bo.d)=2,01/(25.27,5)=0,002 4,2/ fe = 4,2 / 400 = 0,01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

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

III.5 L'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur, une trémie verticale fermée (sorte de puits de la bâtisse) en général à l'intérieur de l'édifice.

De notre cas en utilise une ascenseur panoramique.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

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

Donc le système de contreventement doit être disposé d'une manière equilibrée de façon à :

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

La conception parasismique doit prendre en considération l'analyse des aspects suivants :

- Choix de site et implantation des ouvrages
- Investigations géotechniques et fondations
- Superstructure, matériaux et procédés de construction.
- Méthodes de calcul et modélisation des structures.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif premier de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme (c'est le cas le plus défavourable).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyse

IV.3. l'étude thermique :

IV.3.1. Introduction :

Le règlement CBA 93 exige dans les calculs relatifs aux constructions courantes et aux constructions industrielles, de tenir compte des effets des variations de température pour les éléments de construction comprise entre joints distants au minimum de :

- 30m dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante:

- 25m dans les autres wilayas su tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.

- 20m dans le moyen sud et l'extrême sud.

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

En Algérie du nord (climat tempéré) : 35°c et -15°c

Pour le proche et le moyen sud : 45°c et -20°c.

Pour l'extrême sud : +50°c et -30^{0}c.

Vu que les dimensions en plan du bloc B sont supérieures à 25m (L_X= 36m) ; il est impératif de prendre en considération les effets des variations de température dans les calculs.

IV.3.2. Effet de la température :

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

IV.3.3. Coefficient de dilatation thermique :

Comme la plupart des matériaux utilisés par les ingénieurs, le béton a un coefficient de dilatation thermique positif, mais sa valeur dépend à la fois de la composition du béton et de son état hydrique au moment du changement de température.

L'influence de la composition du béton vient du fait que les deux principaux constituants du béton, la pâte de ciment hydraté et les granulats, ont des coefficients thermiques différents; or, le coefficient du béton découle de ces deux valeurs. Le coefficient de dilatation thermique linéaire de la pâte de ciment hydraté varie entre environ "11.10^{-6} et 20.10^{-6} °C" et est plus élevé que celui des granulats.

IV.3.4. Dilatation thermique :

La plupart des matériaux se dilatent en se réchauffant et se contractent en se refroidissant. Le changement de longueur correspondant à une variation de température s'exprime comme suit:

$$\frac{l-l_0}{l_0}=\alpha_l\left(T-T_0\right) \qquad \text{ou} \qquad \frac{\Delta l}{l_0}=\alpha_l \Delta T$$

Avec:

l_0: Longueur initiale lorsque la température varie de T_0 et T.

l: Longueur finale lorsque la température varie de T_0 et T.

α_l: Coefficient linéaire de dilatation thermique (°C^{-1}).

Evidemment, le réchauffement ou le refroidissement modifient toutes les dimensions d'un corps et produisent un changement de volume ΔV, qu'on peut calculer à l'aide de l'équation suivante:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \alpha_v \Delta T$$

Avec:

ΔV: Changement de volume.

V_0: Volume initial.

α_v: Coefficient volumique de dilatation thermique.

Dans le cas des matériaux à dilatation isotrope α_v vaut environ $3\alpha_l$.

IV.3.5. Contraintes thermiques :

Les contraintes thermiques résultent des changements de température. Elles peuvent causer la rupture ou la déformation plastique des matériaux. Les deux principales sources de contraintes thermiques sont la dilatation (ou la contraction) entravée et les gradients de température.

IV.3.5.1. Contraintes thermiques dues à la dilatation et à la contraction

Considérons d'abord une tige pleine homogène et isotrope, chauffée ou refroidie uniformément, c'est-à-dire sans gradient de température. Si la tige peut se dilater ou se contracter librement, elle ne sera soumise à aucune contrainte. Par contre, si elle est ancrée à ses extrémités, elle subira une contrainte thermique **"σ".** En supposant que la température augmente de T_0 à T, on peut évaluer cette contrainte au moyen de la relation suivante:

$\boldsymbol{\sigma} = E\alpha_l(T_0 - T) = E\alpha_l \Delta T$

E: Module d'élasticité.

α_l: Coefficient linéaire de dilatation thermique

IV.3.5.2. Contraintes thermiques dues aux gradients de température :

Quand on chauffe ou qu'on refroidit un matériau solide, la température de chacun de ses parties se trouve modifiée. En un point donné, la température dépend de la forme du matériau, de ses dimensions, de sa conductibilité thermique et du taux de variation de la température. Des contraintes thermiques peuvent résulter des gradients de température qui se développent dans le matériau.

Ces contraintes sont souvent engendrées par un réchauffement ou un refroidissement brusque, au cours duquel la température extérieur change plus rapidement que la température interne; elles peuvent aussi être causées par des variations différentielles de dimension qui empêchent certaines zones de se dilater ou de se contracter librement. Par exemple, au cours d'un réchauffement, la surface du matériau peut devenir nettement plus chaud et se dilater davantage que les régions internes. Dans ce cas, les contraintes superficielles de compression peuvent être équilibrées par des contraintes internes de tension. Et, lors d'un refroidissement subséquent,

l'extérieur du matériau sera soumis à des tensions et l'intérieur subira des contraintes de compression.

A. Convention de signe

La contrainte thermique produite par un changement de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression est cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température (selon logiciel Robot2010).

Lorsque la température augment suivant le même sens de repère local des éléments structuraux, **SAP2000** considéré:

$\pm\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma >$ o qui se traduit par une compression

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma <$ o qui se traduit par une traction

B. Combinaisons de calcul

On distingue les différentes combinaisons suivantes :

ELUT: 1,35G +1,5Q ± 0,8T.....CBA 93.

ELST: G + Q ± 0,6 T.....CBA 93.

IV.3.6 Méthode de calcul :

Pour le calcul des effets de la température on se base sur le logiciel ***ROBOT,*** mais pour ce faire, il faudrait lui introduire quelques données, dont

- $\Delta T_u = 65\ °C$
- Orientation du bâtiment : celle-ci n'étant pas connus on charge uniquement les poutres de rives pour tous les étages, et toutes les poutres pour le plancher terrasse.

Pour introduire ces données dans le logiciel, il suffit de créer le cas de charge de type température, puis choisir les poutres au quel on veut appliquer le chargement, et par la suite charger les barres par une charge de température en introduisantΔT_u, appliquer le chargement et lancer les calculs.

IV.3.7Conclusion :

Les différents cas de chargement de la température ont induit un changement des sections d'acier disposées à mi-travée au niveau des poutres. Pour les autres éléments de structure l'influence n'a pas induit un changement des sections d'acier mais on a constate une augmentation des contraintes.

On voit bien que les valeurs obtenus par les combinaisons des charges (ELU ; ACC) sont les cas les plus défavorables utilisés pour le ferraillage des éléments poutres.

Dans cette partie on a exposé les différents démarches pour faire une analyse vis-à-vis l'effet thermique, cette analyse a été fait à l'aide du logiciel ***ROBOT*** où ce dernier nous donne les sollicitations max obtenues par ELU ; ACC sur toutes les éléments poutres,et n'ont paspar les combinaisons thermiques $G + Q + 0.8T$ et $G + Q + 0.6T$.

D'après le premier plan élaboré par l'architecte dans la phase d'esquisse, il a prévue des joints de ruptures et il a partagé la structure en 4 bocs, puis pour avoir le contreventement souhaité (noyau central), il fallait annulé ces joints, pour avoir une structure complète, et là on s'est rendu compte qu'une étude vis-à-vis l'effet de la température est indispensable.

Une fois cette étude faite, on conclu que la mise en œuvre des joints de rupture n'est pas nécessaire.

IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure:

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.4.1. Centre de masse :

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

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

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

Avec :

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

-Tout ces paramètres sont déterminera par le logiciel robot dans les tableaux suivants :

Tableau 4-1 : Calcul centre de masse.

étage	W (kn)	IX (kg, m²)	IY (kg, m²)	XG (m)	YG (m)
RDC	7914,6	20192682,6	290868361	32,45	8,11
1	7914,6	20192682,6	290868409	32,45	8,11
2	7914,6	20192682,6	290868409	32,45	8,11
3	7914,6	20192682,6	290868409	32,45	8,11
4	7914,6	20192682,6	290868409	32,45	8,11
5	7914,6	20192661,4	290879108	32,45	8,11
6	7645,06	18768167,3	274938636	32,45	8

IV.4.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

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

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

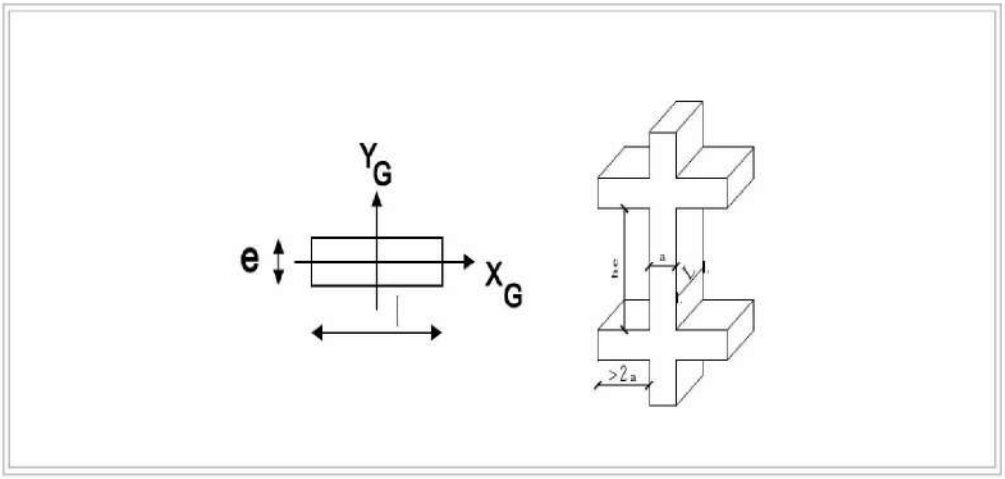


Figure 4-1 : caractéristiques géométriques d'un refend plein

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion

étage	IX (kg, m²)	IY (kg, m²)	XR (m)	YR (m)
RDC	20192682,6	290868361	32,45	8
1	20192682,6	290868409	32,45	8
2	20192682,6	290868409	32,45	8
3	20192682,6	290868409	32,45	8
4	20192682,6	290868409	32,45	8
5	20192661,4	290879108	32,45	8
6	18768167,3	274938636	32,45	8

IV.4.3.Excentricité :

IV.4.3.1.Excentricité théorique (statique) :

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

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

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
RDC	32,45	32,43	0,02	8,11	8	0,11
1	32,45	32,43	0,02	8,11	8	0,11
2	32,45	32,43	0,02	8,11	8	0,11
3	32,45	32,453	0,02	8,11	8	0,11
4	32,45	32,43	0,02	8,11	8	0,11
5	32,45	32,4	0,02	8,11	8	0,11
6	32,45	32,43	0,02	8	8	0

IV.4.3.2.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

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

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

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

étage	L_x (m)	L_y (m)	5% L_x (m)	5% L_y (m)
RDC	64,9	16	3,245	0,8
1	64,9	16	3,245	0,8
2	64,9	16	3,245	0,8
3	64,9	16	3,245	0,8
4	64,9	16	3,245	0,8
5	64,9	16	3,245	0,8
6	64,9	16	3,245	0,8

IV.4.3.3 Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{X\ Théo}$	$E_{X\ ACC}$	$E_{X\ Théo}$±$E_{X\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$±$E_{y\ ACC}$
RDC	0,02	3,25	3,27	0,11	0,8	0,91
1	0,02	3,25	3,27	0,11	0,8	0,91
2	0,02	3,25	3,27	0,11	0,8	0,91
3	0,02	3,25	3,27	0,11	0,8	0,91
4	0,02	3,25	3,27	0,11	0,8	0,91
5	0,02	3,25	3,27	0,11	0,8	0,91
6	0,02	3,25	3,27	0	0,8	0,91

IV. 5.Choix de la méthode de calcul :

IV. 5.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts et déterminer de la réponse de la structure on utilise généralement deux méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale

IV. 5.2 Méthode statique équivalente :

IV.5.2.1. Définition :

Analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques équivalantes à celui de l'action sismique

IV.5.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les condition suivantes :
- Le bâtiment ou bloc à étudié, doit satisfaireaux conditions de régularité en plan et en élévation,avec une hauteur au plus égale à 65m
en zones I. en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :
tous groupes
Zone II :
groupe d'usage 3
groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
Zone III :
groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

A.régularité en plan : le RPA version 2003 [Art 3.5.1.a] explique les différents facteurs de régularité de projet en plan comme suit :

- la structure présente une symétrie suivant les deux directions x et y.

- à chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de gravité et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment qui est donne par le logiciel robot dans le tableau suivant :

Etage	Nom	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1		64,90	16,00	3,25	0,80
2	Etage 2		64,90	16,00	3,25	0,80
3	Etage 3		64,90	16,00	3,25	0,80
4	Etage 4		64,90	16,00	3,25	0,80
5	Etage 5		64,90	16,00	3,25	0,80
6	Etage 6		64,90	16,00	3,25	0,80
7	Etage 7		64,90	16,00	3,25	0,80

$$\begin{cases} lx = 64{,}90m \\ ly = 16{,}00m \end{cases} \begin{cases} ex1 = 3{,}25m < 15\%Lx = 9{,}735m \\ ey1 = 0{,}80m < 15\%Ly = 2{,}25m \end{cases}$$

- la forme du bâtiment est non compacte tel que $L_x/L_y = 4{,}05 > 4$
- les planchers sont rigides suffisamment vis-à-vis de celle des contreventements verticaux, et le rapport de la surface de l'ouverture (l'ouverture des escaliers) sur la surface totale =

$$\frac{508{,}8}{6230{,}4}.100 = 8{,}16\% < 15\%$$

D'après le RPA VERSION 2003 [Art 3.5.2] le est classé irrégulier en plan.

B.régularité en élévation : le RPA version 2003 [Art 3.5.1.b] explique les différents facteurs de régularité de projet en élévation comme suit :

-le système de contreventement comporte d'élément porteur vertical continue sur toute la hauteur du bâtiment. **Condition vérifiée**

-la distribution des masses dans les différents niveaux presque identiques. **Condition vérifiée**

Il n'est y pas de décrochement en élévation. **Condition vérifiée**

Donc le bâtiment est classé régulier en élévation d'après le RPA version 2003 [Art 3.5.3].

À partir de recommandation de RPA version 2003 [Art 3.5.4] le bâtiment est classé non régulier, il est irrégulier en plan mais régulièr en élévation.

Pour notre structure la régularité en plan n'est pas vérifiée et par contre en élévation ainsi que la hauteur dece dernier dépasse le 8m, donc selon le RPA(Art 4.1.2), la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

IV.5.3.Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.3. 1. Définition :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse

IV.5.3. 2.objectifs :

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

IV.5.3. 3.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître.Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné 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.5.3. 4. Le spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes.

-L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : selon de RPA version 2003 [Art 4.3.3]

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

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone I, groupe d'usage 1B)➔A = 0,20.

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditionsminimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité del'exécution	Non	0,05	Non	0 ,05

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

R = 5 système de contreventement mixte portique/voiles avec interaction tableau 4.3

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

B. périodes caractéristiques ::

Conformément à la recommandation de RPA version 2003 [Tab4.7] et selon la catégorie de site la période caractéristique est donner par :

$$\left.\begin{aligned} T_1 &= 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 &= 0{,}5\,\text{s} \end{aligned}\right\} \text{site S3.}$$

IV.6. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique

- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.6.1.Vérification de comportement :

1- Structure auto-stable:

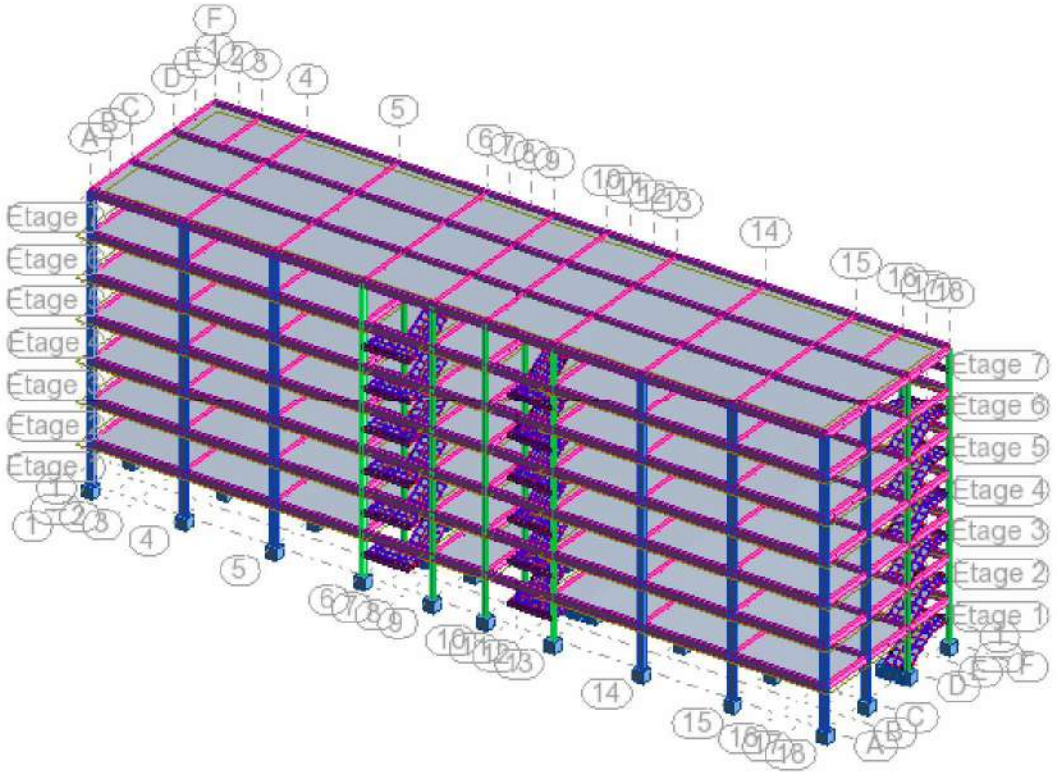


Figure 4-2 : structure auto- stable

Tableau 4-7 :.Le comportement des dix premiers modes

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]
1	0,69	1,45	0	82,08	0	82,08	0	0
2	0,83	1,21	3,22	82,08	3,22	0	0,5	0,5
3	1,04	0,96	81,16	82,08	77,94	0	0,02	0,52
4	2,06	0,49	81,16	92,13	0	10,05	0	0,52
5	2,44	0,41	81,45	92,13	0,28	0	0,1	0,62
6	3,14	0,32	91,11	92,13	9,67	0	0	0,62
7	3,43	0,29	91,11	95,69	0	3,56	0	0,62
8	4,06	0,25	91,16	95,69	0,05	0	0,01	0,63
9	4,86	0,21	91,16	97,57	0	1,87	0	0,63
10	5,35	0,19	94,86	97,57	3,7	0	0	0,63

Remarque :

Comme la rotation est imposée ou 2^{éme} mode on doit prévoir des prévoir des éléments de structures qui doivent s'opposer à cette rotation

2.Structure avec des voiles:

-1ier disposition des voiles :

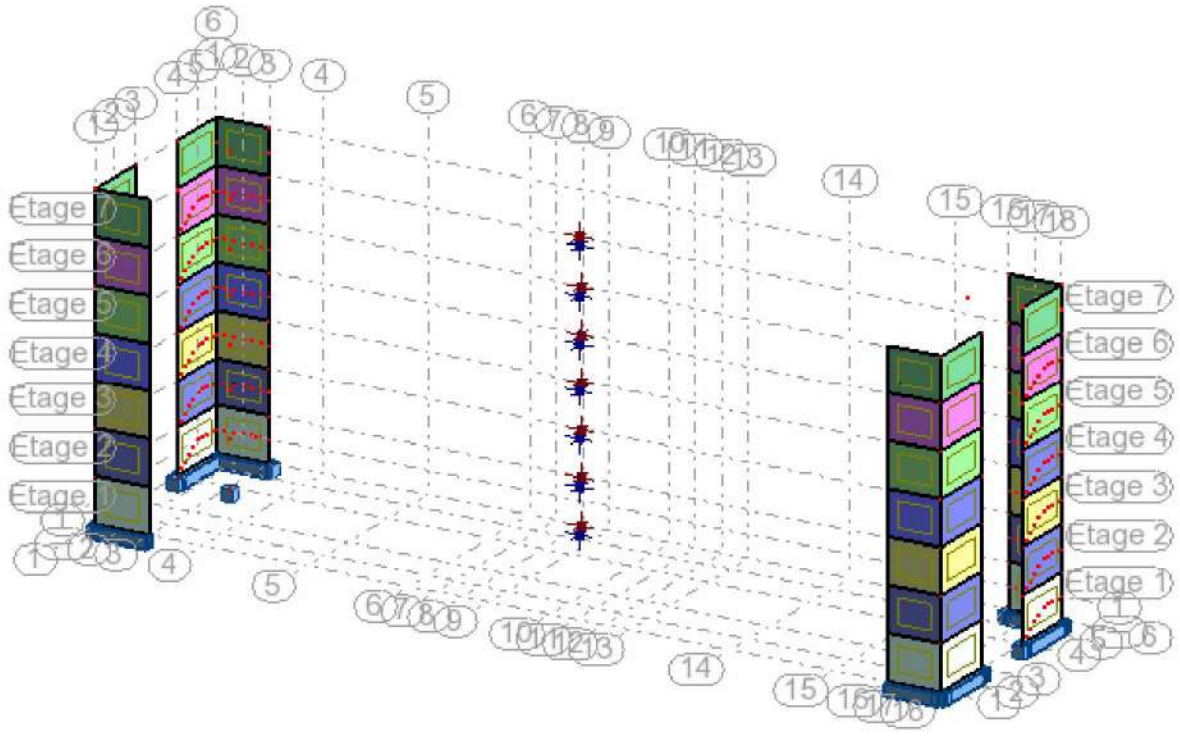


Figure 4-3 :1ier disposition des voiles

Tableau 4-8 : Le comportement des dix premiers modes :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]
1	1,7	0,59	72,25	0	72,25	0	0	0
2	1,8	0,55	72,25	69,72	0	69,72	0	0
3	3,08	0,32	72,26	69,72	0,02	0	0,39	0,39
4	6,26	0,16	89,22	69,72	16,96	0	0	0,39
5	6,63	0,15	89,22	69,75	0	0,03	0	0,39
6	6,65	0,15	89,31	69,75	0,08	0	0	0,39
7	7,22	0,14	89,31	88,81	0	19,06	0	0,39
8	8,14	0,12	89,31	88,82	0	0,01	0	0,39
9	8,22	0,12	89,31	88,82	0	0	0	0,39
10	8,57	0,12	89,31	88,82	0	0	0	0,39

-2éme disposition des voiles :

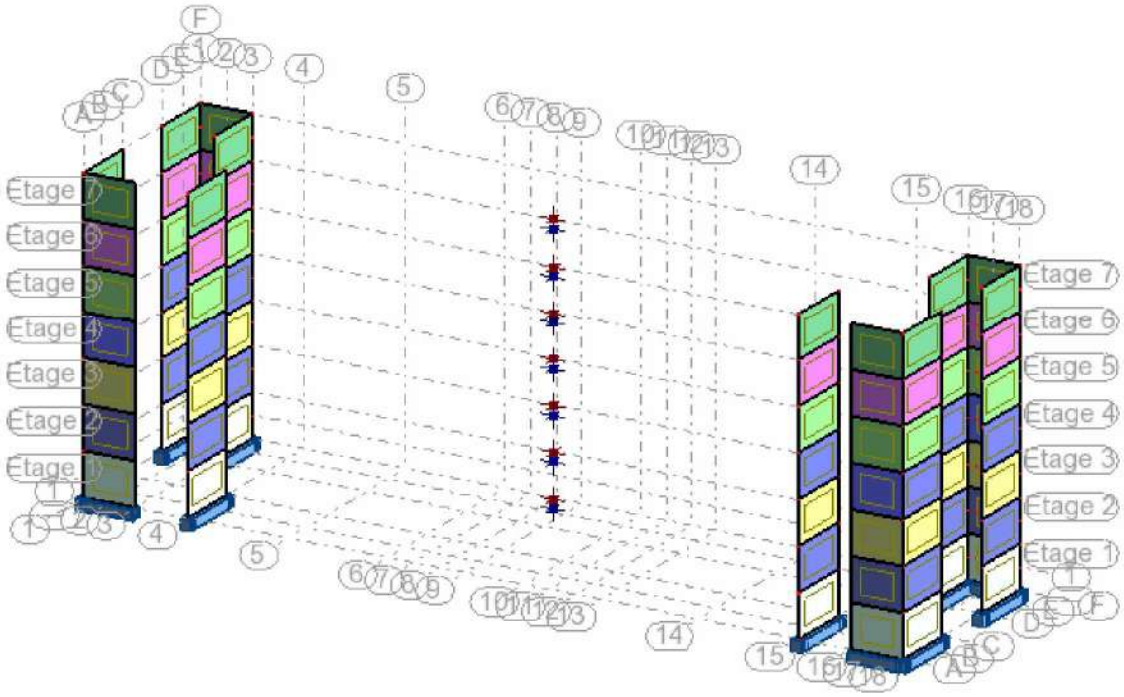


Figure 4-4 :2éme disposition des voiles

Tableau 4-9 : Le comportement des dix premiers modes :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]
1	1,89	0,53	72,72	0	72,72	0	0	0
2	2,19	0,46	72,72	68,01	0	68,01	0	0
3	3,41	0,29	72,72	68,01	0	0	0,37	0,37
4	6,64	0,15	72,75	68,01	0,03	0	0	0,37
5	6,64	0,15	73,41	68,01	0,66	0	0	0,37
6	6,81	0,15	89,88	68,01	16,47	0	0	0,37
7	8,32	0,12	89,88	68,07	0	0,06	0	0,37
8	8,43	0,12	89,89	68,07	0	0	0	0,37
9	8,51	0,12	89,89	74,65	0	6,58	0	0,37
10	8,61	0,12	89,89	74,7	0	0,05	0	0,37

-3^{éme} disposition des voiles :

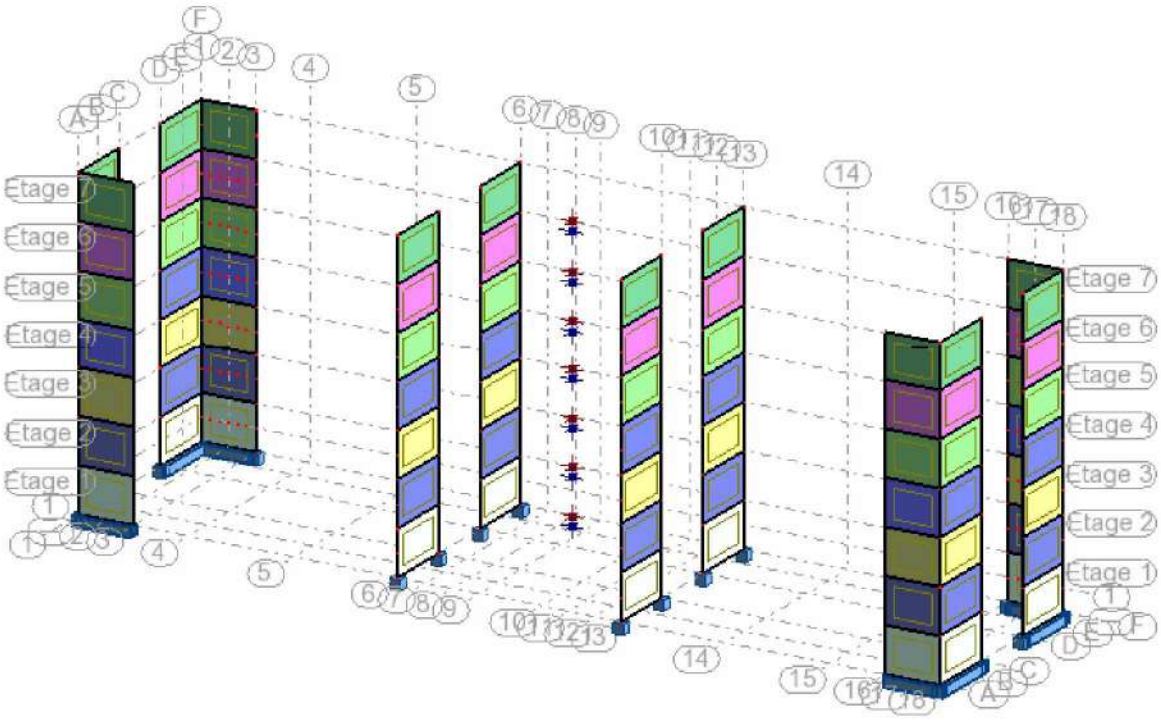


Figure 4- 4 : **3**^{éme} disposition des voiles

Tableau 4-10 : Le comportement des dix premiers modes

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]
1	1,71	0,58	72,24	0	72,24	0	0	0
2	2,21	0,45	72,24	68,37	0	68,37	0	0
3	3,13	0,32	72,26	68,37	0,01	0	0,38	0,38
4	6,26	0,16	89,1	68,37	16,84	0	0	0,38
5	8,26	0,12	89,1	68,38	0	0,01	0	0,38
6	8,27	0,12	89,1	68,38	0	0	0	0,38
7	8,49	0,12	89,1	75,26	0	6,88	0	0,38
8	8,7	0,11	89,11	75,26	0	0	0,07	0,45
9	8,71	0,11	89,11	75,28	0	0,02	0	0,45
10	8,89	0,11	89,11	75,28	0	0	0	0,45

-4éme disposition des voiles :

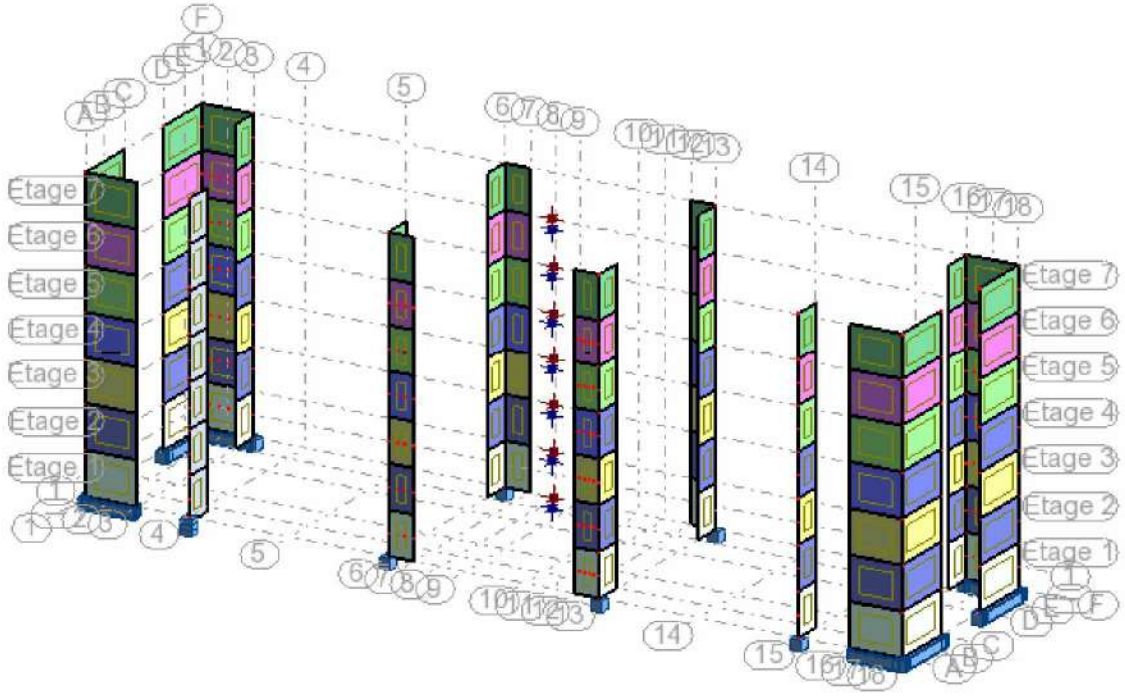


Figure 4- 5 :4éme disposition des voiles_

Tableau 4-11 : Le comportement des dix premiers modes

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]
1	1,86	0,54	73,32	0	73,32	0	0	0
2	2	0,5	73,32	69,98	0	69,98	0	0
3	3,18	0,31	73,45	69,98	0,13	0	0,37	0,37
4	6,89	0,15	89,92	69,98	16,47	0	0	0,37
5	7,86	0,13	89,92	85,35	0	15,37	0	0,37
6	8,22	0,12	89,92	85,4	0	0,05	0	0,37
7	8,24	0,12	89,92	86,05	0	0,65	0	0,37
8	8,49	0,12	89,92	86,22	0	0,17	0	0,37
9	8,71	0,11	89,93	86,22	0,01	0	0,07	0,44
10	8,88	0,11	89,93	86,22	0	0	0	0,44

Conclusion :

Après la modélisation de différent disposition des voiles de notre structure et la comparaison entre eux, selon les résultats (périodes, torsion, participation massique), onchoisit le dernier modèle comme une disposition finaleà notre projet, ensuiteon procède l'étude dynamique et leur vérification.

Le comportement des trois premiers modes représenter dans le tableau suivante :

Tableau 4-12 : .Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe X 73,32%.	translation pure suivant l'axe 69,98Y%.	rotation pure autour de l'axe z 0,37%.

3. Comportement des trois premiers modes :

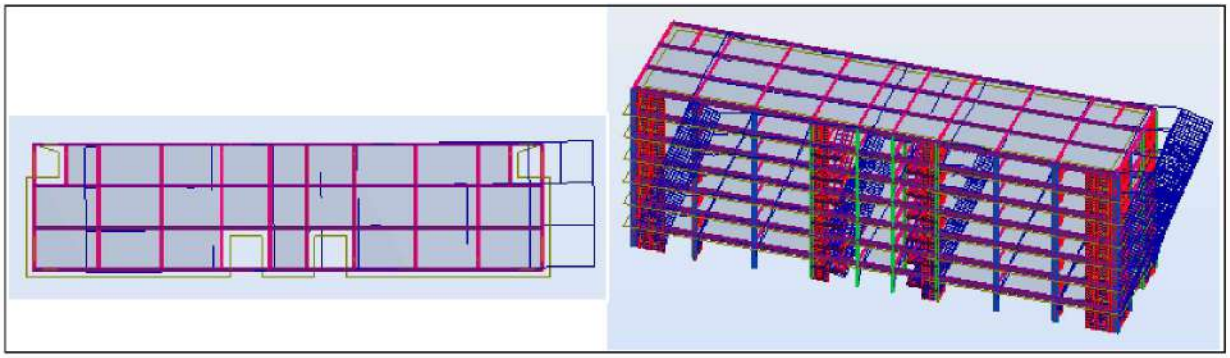


Figure 4- 6 :Le comportement du 1^{ire} mode de 2D (x y). 3D (x y z).

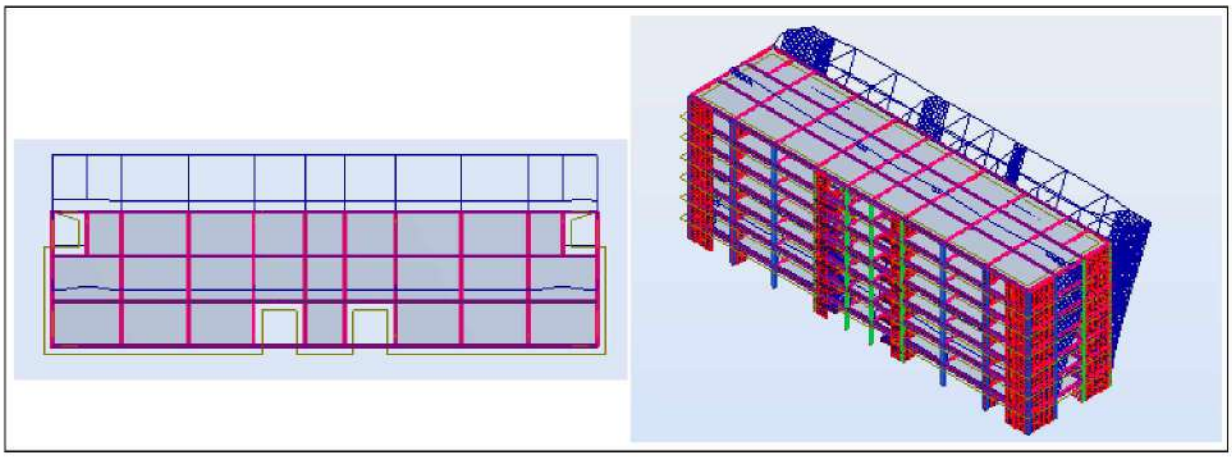


Figure 4- 7 :Le comportement du 2^{éme} mode de 2D (x y). 3D (x y z).

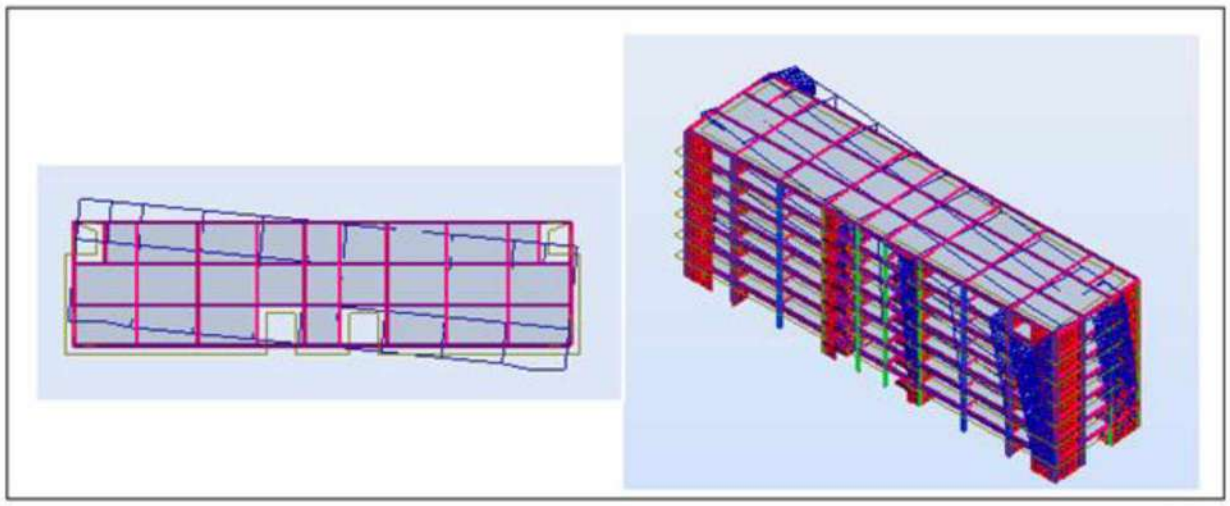


Figure 4- 8 :Le comportement du 2éme mode de 2D (x y). 3D (x y z).

IV. 6.2.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% de la participation de la masse totale de la structure d'après RPA99, Art 4.3.4.a.

D'après le tableau précédent on remarque que le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 23ème mode.

Tableau 4-13: vérification laparticipation massique

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]
1	1,86	0,54	73,32	0	73,32	0	0	0
2	2	0,5	73,32	69,98	0	69,98	0	0
3	3,18	0,31	73,45	69,98	0,13	0	0,37	0,37
4	6,89	0,15	89,92	69,98	16,47	0	0	0,37
5	7,86	0,13	89,92	85,35	0	15,37	0	0,37
6	8,22	0,12	89,92	85,4	0	0,05	0	0,37
7	8,24	0,12	89,92	86,05	0	0,65	0	0,37
8	8,49	0,12	89,92	86,22	0	0,17	0	0,37
9	8,71	0,11	89,93	86,22	0,01	0	0,07	0,44
10	8,88	0,11	89,93	86,22	0	0	0	0,44
11	8,91	0,11	89,93	86,23	0	0	0	0,44
12	9,06	0,11	89,93	88	0	1,77	0	0,44
13	9,17	0,11	89,93	88	0	0	0	0,44
14	9,28	0,11	89,93	90	0	2	0	0,44
15	9,3	0,11	89,94	90,08	0,01	0,09	0	0,44
16	9,57	0,1	89,94	90,08	0	0	0	0,44
17	9,79	0,1	89,94	90,09	0	0	0	0,44
18	9,8	0,1	89,94	90,66	0	0,57	0	0,44
19	9,83	0,1	89,94	90,66	0	0	0	0,44
20	9,86	0,1	89,94	90,66	0	0	0	0,44
21	9,93	0,1	89,95	90,66	0,01	0	0	0,44
22	10,09	0,1	89,95	90,66	0	0	0	0,44
23	10,31	0,1	90,08	90,66	0,13	0	0,01	0,45

IV. 6.3.Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

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

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

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone :**A =0,12

  A = f (zone I, groupe d'usage 1B) = 0,12 tableau 4.1 (page116)
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

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

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise les deux formules :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

$$T_X=0{,}09\times 23.8/\sqrt{64.90}=0{,}26s$$

$$Ty=0{,}09\times 23.8/\sqrt{16}=0{,}53s$$

2/ $T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

C_T=0,05 → T x= $0{,}05x23{,}8^{3/4}$=0,53 s

Ty=$0{,}05x23{,}8^{3/4}$=0,53 s

$$D_X=\begin{cases}2{,}5\eta=2{,}5\times 0{,}882=2{,}205 & T_2=0s\le T=0{,}26s\le 0{,}5\ s\end{cases}$$

$$D_Y=\begin{cases}2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}=2{,}5\times 0{,}882\times(0{,}5/0{,}53)^{\frac{2}{3}}=2{,}120 & T_2=0{,}5s\le T=0{,}53\,s\le 3\ s\end{cases}$$

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx=2,205

Dy= 2,120

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

On prend dans un premier calcul (R=5) pour notre structure, ce qui correspond à un système de contreventement mixte portique/voiles avec interaction tableau 4.3, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**robot. 2010**) qui sont données ci-après.

D'après les calculs obtenus par le logiciel robot on a :

- Somme de réactions totales à la base : Fz=46879,58KN
- Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=12444,99KN
- Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=34434,59KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 26,54%

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément au **RPA version 2003 Art.3.4.A.2**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R= 3.5**

- **Q : facteur de qualité :** $Q_x=Q_y=1,20$

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

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ $\beta = 0,40$ (tableau 4).

le poids de la structure est calculé a partir de logiciel robot2010.on a :

W= 55132,6 KN

1.La force sismique V :

-Tableau 4-14 : calcule Forces sismiques v

direction	A	D	Q	R	W (kn)	V (kn)
X	0,12	2,205	1,15	3,5	55132,6	5001,6349
Y	0,12	2,120	1,1	3,5	55132,6	4808,8281

2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Selon **Art4.2.6 du RPA version 2003** La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

-Tableau 4-15 :Vérification de la résultante des forces sismiques

Direction	V (kn)	V_t (kn)	O, 8*V (kn)	$V_t \geq 0.8*V$
X	5001,63	4278,71	4001,3079	CV
Y	4808,82	4290,68	3847,0625	CV

IV. 6.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \; M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

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

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

Avec :

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

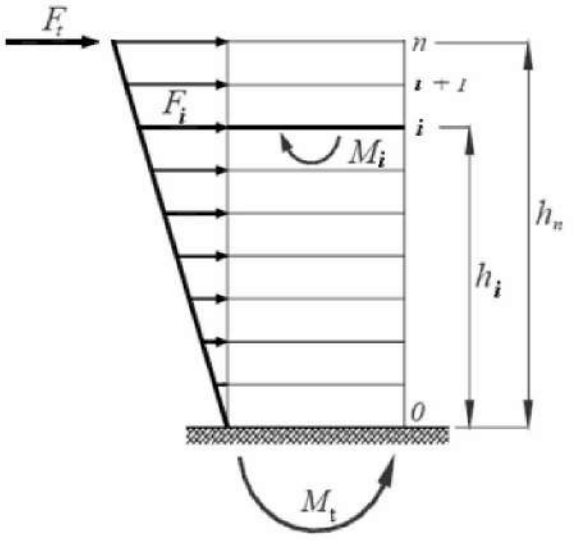


Figure 4-9 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.6. 4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

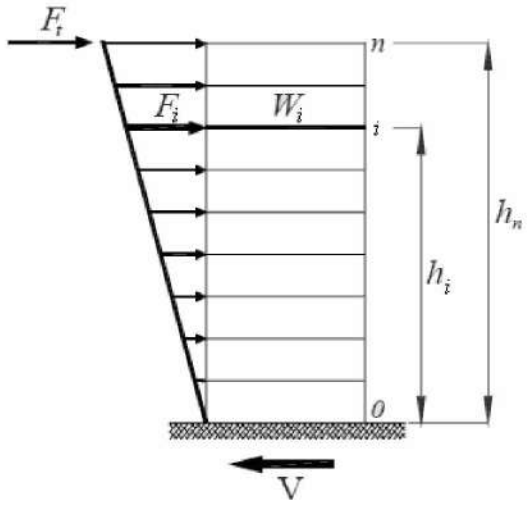


Figure 4-3 : Distribution des forces sismiques

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,26 s → Ft = 0

- TY = 0,53 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X ; F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y$$

Cas 2 :Fx

Tableau 4-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant x

	Niveau	W (kn)	W*h (kN.m)	Fi (kn)
RDC	3,4	7914,60	26909,64	180,16
Etage1	6,8	7914,60	53819,28	360,32
Etage 2	10,2	7914,60	80728,92	540,49
Etage 3	13,6	7914,60	107638,56	720,65
Etage 4	17	7914,60	134548,2	900,81
Etage 5	20,4	7914,60	161457,84	1080,98
Etage 6	23,8	7645,06	181952,43	1218,19

Cas 2 :FY

Tableau 4-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

	Niveau	W (kn)	W*h (kN.m)	Fi (kn)
RDC	3,4	7914,60	26909,64	173,21
Etage1	6,8	7914,60	53819,28	346,43
Etage 2	10,2	7914,60	80728,92	519,65
Etage 3	13,6	7914,60	107638,56	692,87
Etage 4	17	7914,60	134548,2	866,09
Etage 5	20,4	7914,60	161457,84	1039,31
Etage 6	23,8	7645,06	181952,43	1171,23

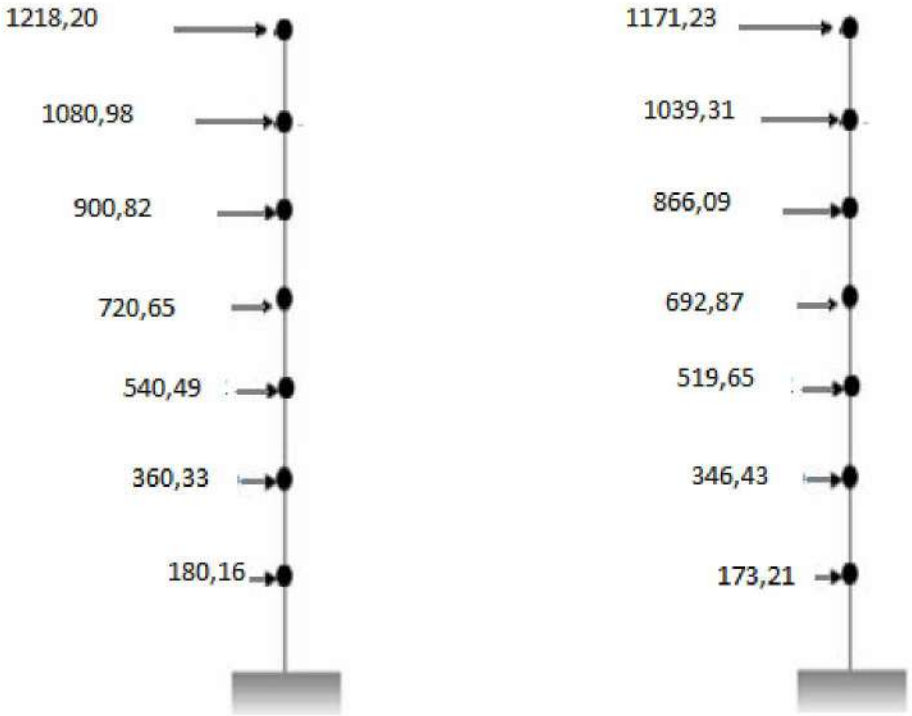


Figure 4-10 : Concentration des forces sismiques aux étages

IV. 6.4.2.Moment de renversement :

Tableau 4-18 : calcul du moment de renversement

Niveau	H(m)	Fix (KN)	M_{oxi} (KN.m)	Fiy(KN)	M_{oyi} (KN.m)
RDC	3,4	180,16	612,544	173,21	588,914
Etage1	6,8	360,32	2450,176	346,43	2355,724
Etage 2	10,2	540,49	5512,998	519,65	5300,43
Etage 3	13,6	720,65	9800,84	692,87	9423,032
Etage 4	17	900,81	15313,77	866,09	14723,53
Etage 5	20,4	1080,98	22051,992	1039,31	21201,924
Etage 6	23,8	1218,19	28992,922	1171,23	27875,274
∑Mo			84735,242		81468,828

IV.6. 4.3.Moment stabilisant :

Tableau 4-19 : calcul du moment stabilisant

Niveau	W (kn)	XG (m)	YG (m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
3,4	7914,6	32,45	8,11	256828,77	64187,406
6,8	7914,6	32,45	8,11	256828,77	64187,406
10,2	7914,6	32,45	8,11	256828,77	64187,406
13,6	7914,6	32,45	8,11	256828,77	64187,406
17	7914,6	32,45	8,11	256828,77	64187,406
20,4	7914,6	32,45	8,11	256828,77	64187,406
23,8	7645,06	32,45	8	248082,197	61160,48
∑Mt				1789054,82	446284,916

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

- M_{TX}/ M0=1789054,82/84735,242=4,008≥ 1,5 C.V.
- M_{TX}/ M0= 446284,91 /81468,858=5,477 ≥ 1,5 CV.

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

IV. 6.5.Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ selon RPA99.version2003 [Art 4.4.3]

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

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

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

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

Δ k limite = 0,01.he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k
- R=3,5(coefficient de comportement) .

Suivant X ;

Tableau 4-20 : Vérification des déplacements inter-étage sens x

Niveau(m)	$\delta_{e(cm)}$	$\delta k = R.\ \delta e$ (cm)	$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$(cm)	0,01.he(cm)	$\Delta k \leq 0,01.he$ (cm)
23,8	1,1	3,85	0,7	3,4	oui
20,4	0,9	3,15			
			0,35	3,4	oui
17	0,8	2,8			
			0,7	3,4	Oui
13,6	0,6	2,1			
			0,7	3,4	Oui
10,2	0,4	1,4			
			0,7	3,4	Oui
6,8	0,2	0,7			
			0,35	3,4	Oui
3,4	0,1	0,35			

Suivant Y ;

Tableau 4-21 : Vérification des déplacements inter-étage sens y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta k = R.\ \delta e$ (cm)	$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.he (cm)	$\Delta k \leq 0,01.he$ (cm)
23,4	1	3,5	0,35	3,4	Oui
20,4	0,9	3,15			
			0,70	3,4	Oui
17	0,7	2,45			
			0,70	3,4	Oui
13,6	0,5	1,75			
			0,35	3,4	Oui
10,2	0,4	1,4			
			1,00	3,4	Oui
6,8	0,2	0,7			
			0,35	3,4	Oui
3,4	0,1	0,35			

IV. 6 .7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$\theta = P_k \Delta_k / V_k . h_k \leq 0,10$

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

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$; Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau 4-22: Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveaux	h_k(m)	W (kn)	Vi (kn)	D_k (cm)	θx	$\theta x \leq 0,10$
RDC	3,40	7914,6	180,16	0,1	0,0129209	**C.V**
Etage1	3,40	15829,2	360,32	0,1	0,0129209	**C.V**
Etage 2	3,40	23743,8	540,49	0,2	0,0258413	**C.V**
Etage 3	3,40	31658,4	720,65	0,1	0,0129207	**C.V**
Etage 4	3,40	39573	900,81	0,2	0,0258414	**C.V**
Etage 5	3,40	47487,6	1080,98	0,2	0,0258413	**C.V**
Etage 6	3,40	55132,66	1218,19	0,1	0,0133111	**C.V**

Tableau 4-23 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveaux	h_k(m)	W (kn)	Vi (kn)	D_{ky} (cm)	q_y	q= 0,10
RDC	340	7914,6	173,21	0,1	0,0134393	**C.V**
Etage1	340	15829,2	346,43	0,2	0,0268779	**C.V**
Etage 2	340	23743,8	519,65	0,2	0,0268776	**C.V**
Etage 3	340	31658,4	692,87	0,1	0,0134387	**C.V**
Etage 4	340	39573	866,09	0,2	0,0268774	**C.V**
Etage 5	340	47487,6	1039,31	0,2	0,0268773	**C.V**
Etage 6	340	55132,66	1171,23	0,1	0,0138448	**C.V**

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

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

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

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

Tableau 5-1 : Les données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2.Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.1.Armatures longitudinales :

- 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 I

V.2.2.2.Armatures transversales :

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

b : largeur de la poutre.

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

- $St \leq h/2$ en Zone courante.
- $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales intermédiaires

Niveau	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm2)	A calcul (cm^2)
RDC	travée	202,13	1,35G+1,5Q	0,00	10,42
	appuis	-377,05	1,35G+1,5Q	0,00	19,86
1 étage	travée	198,82	1,35G+1,5Q	0,00	10,25
	appuis	-372,9	1,35G+1,5Q	0,00	19,63
2 étage	travée	199,6	1,35G+1,5Q	0,00	10,29
	appuis	-384,68	1,35G+1,5Q	0,00	20,28
3 étage	travée	199,81	1,35G+1,5Q	0,00	10,30
	appuis	-395,4	1,35G+1,5Q	0,00	20,87
4 étage	travée	199,13	1,35G+1,5Q	0,00	10,27
	appuis	-405,56	1,35G+1,5Q	0,00	21,23
5 étage	travée	203,7	1,35G+1,5Q	0,00	10,51
	appuis	-399,99	1,35G+1,5Q	0,00	21,12
6 étage	travée	142,78	G+Q+Ex	0,00	6,34
	appuis	-108,53	G+Q-Ex	0,00	4,80

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales des rives

Niveau	position	Mu (KN.m)	ELU	A' (cm2)	A calcul (cm^2)
RDC	travée	93,44	1,35G+1,5Q	0	4,73
	appuis	179,02	1,35G+1,5Q	0	9,11
1 étage	travée	93,79	1,35G+1,5Q	0	4,75
	appuis	178,28	1,35G+1,5Q	0	9,08
2 étage	travée	97,56	G+Q-Ex	0	4,30
	appuis	190,43	G+Q+Ex	0	8,42
3 étage	travée	105,44	G+Q-Ex	0	4,65
	appuis	196,67	G+Q+Ex	0	8,70
4 étage	travée	104,58	G+Q-Ex	0	4,61
	appuis	198,22	G+Q+Ex	0	8,77
5 étage	travée	101,15	1,35G+1,5Q	0	5,13
	appuis	198,85	1,35G+1,5Q	0	10,14
6 étage	travée	114,43	G+Q-Ex	0	5,04
	appuis	136,37	G+Q+Ex	0	6,02

Tableau 5-4: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires d'intermédiaires

niveau	Poutre	Mu (KN.m)	combinaison	A'	As (cm^2)
RDC	travée	53,03	G+Q-Ey	0	3,25
	appuis	58,29	G+Q+Ey	0	3,58
1 étage	travée	87,73	G+Q-Ey	0	5,48
	appuis	94,51	G+Q+Ey	0	5,93
2 étage	Travée	113,23	G+Q-Ey	0	7,18
	appuis	123,37	G+Q+Ey	0	7,88
3 étage	travée	131,31	G+Q-Ey	0	8,43
	appuis	143,9	G+Q+Ey	0	9,31
4 étage	travée	144,71	G+Q-Ey	0	9,37
	appuis	156,18	G+Q+Ey	0	10,19
5 étage	travée	150,73	G+Q-Ey	0	9,8
	appuis	165,5	G+Q+Ey	0	10,87
6 étage	travée	136,75	G+Q-Ey	0	9,06
	appuis	150,08	G+Q+Ey	0	8,94

Tableau 5-5 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire des rives

niveau	poutre	Mu (KN.m)	combinaison	A'	As (cm²)
RDC	travée	35,62	G+Q-Ey	0	2,16
	appuis	35,13	G+Q+Ey	0	2,13
1 étage	travée	57,28	G+Q-Ey	0	3,52
	appuis	56,56	G+Q+Ey	0	3,47
2 étage	travée	72,72	G+Q-Ey	0	4,5
	appuis	71,85	G+Q+Ey	0	4,45
3 étage	travée	82,71	G+Q-Ey	0	5,15
	appuis	81,71	G+Q+Ey	0	5,09
4 étage	travée	87,99	G+Q-Ey	0	5,5
	appuis	86,89	G+Q+Ey	0	5,42
5 étage	travée	89,29	G+Q-Ey	0	5,58
	appuis	87,85	G+Q+Ey	0	5,49
6 étage	travée	60,94	G+Q-Ey	0	4,35
	appuis	113,16	G+Q+Ey	0	7,34

V.2.2.3. Vérification des armatures longitudinales selon le RPA et le CBA :

Il faut vérifier que :

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

Tableau 5-6 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA des poutres principales

Niveau	Position	B (cm²)	A_{calcul} (cm²)	A_{min} (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)
				CBA	RPA	
RDC	Travée	30x60	10,42	1,8	9	**6HA16=12,06**
	Appui	30x60	19,86	1,8	9	**6HA14+6HA16=21,31**
1ire Etages	Travée	30x60	10,25	1,8	9	**6HA16=12,06**
	Appui	30x60	19,63	1,8	9	**6HA14+6HA16=21,31**
2éme Etages	Travée	30x60	10,29	1,8	9	**6HA16=12,06**
	Appui	30x60	20,28	1,8	9	**6HA14+6HA16=21,31**
3éme Etages	Travée	30x60	10,3	1,8	9	**6HA16=12,06**
	Appui	30x60	20,87	1,8	9	**6HA14+6HA16=21,31**
4éme Etages	Travée	30x60	10,27	1,8	9	**6HA16=12,06**
	Appui	30x60	21,23	1,8	9	**6HA14+6HA16=21,31**
5éme Etages	Travée	30x60	10,51	1,8	9	**6HA16=12,06**
	Appui	30x60	21,12	1,8	9	**6HA14+6HA16=21,31**
6éme Etages	Travée	30x60	6,34	1,8	9	**6HA14=9.23**
	Appui	30x60	4,8	1,8	9	**6HA14=9.23**

Tableau 5-7 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA des poutres principales

Niveau	Position	B (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
				CBA	RPA	
RDC	Travée	30x60	4,73	1,8	9	**6HA14=9.23**
	Appui	30x60	9,11	1,8	9	**6HA14=9.23**
1ire Etages	Travée	30x60	4,75	1,8	9	**6HA1 =9.23**
	Appui	30x60	9,08	1,8	9	**6HA14=9.23**
2éme Etages	Travée	30x60	4,3	1,8	9	**6HA14=9.23**
	Appui	30x60	8,42	1,8	9	**6HA1 =9.23**
3éme Etages	Travée	30x60	4,65	1,8	9	**6HA14=9.23**
	Appui	30x60	8,7	1,8	9	**6HA14=9.23**
4éme Etages	Travée	30x60	4,61	1,8	9	**6HA14=9.23**
	Appui	30x60	8,77	1,8	9	**6HA14 =9.23**
5éme Etages	Travée	30x60	5,13	1,8	9	**6HA14=9.23**
	Appui	30x60	10,14	1,8	9	**6HA16=12,06**
6éme Etages	Travée	30x60	5,04	1,8	9	**6HA14=9.23**
	Appui	30x60	6,02	1,8	9	**6HA14=9.23**

Tableau 5- 8 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA des poutres secondaires

Niveau	Position	B (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
				CBA	RPA	
RDC	Travée	30x45	3,25	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	3,58	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
1 Etages	Travée	30x45	5,48	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	5,93	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
2 Etages	Travée	30x45	7,18	1,35	6,75	**6HA14=9.23**
	Appui	30x45	7,88	1,35	6,75	**6HA14=9.23**
3 Etages	Travée	30x45	8,43	1,35	6,75	**6HA14=9.23**
	Appui	30x45	9,31	1,35	6,75	**6HA16=12.06**
4 Etages	Travée	30x45	9,37	1,35	6,75	**6HA16=12.06**
	Appui	30x45	10,19	1,35	6,75	**6HA16=12.06**
5 Etages	Travée	30x45	9,8	1,35	6,75	**6HA16=12.06**
	Appui	30x45	10,87	1,35	6,75	**6HA16=12.06**
6 Etages	Travée	30x45	9,06	1,35	6,75	**6HA14 =9.23**
	Appui	30x45	8,94	1,35	6,75	**6HA14 =9.23**

Tableau 5-9 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPAdes poutres secondaires

Niveau	Position	B (cm²)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
				CBA	RPA	
RDC	Travée	30x45	2,16	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	2,13	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
1 Etages	Travée	30x45	3,52	1,35	6,75	**6HA12 =6.78**
	Appui	30x45	3,47	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
2 Etages	Travée	30x45	4,5	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	4,45	1,35	6,75	**6HA12 =6.78**
3 Etages	Travée	30x45	5,15	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	5,09	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
4 Etages	Travée	30x45	5,5	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	5,42	1,35	6,75	**6HA12 =6.78**
5 Etages	Travée	30x45	5,58	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	5,49	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
6 Etages	Travée	30x45	4,35	1,35	6,75	**6HA12=6.78**
	Appui	30x45	7,34	1,35	6,75	**6HA14=9.23**

Conclusion :

aprèsobtentions à l'aide du logiciel robot 2010, les moment maximales du chaque étage quel que soit la combinaison (l'ELU ou acc) ; on a fait les calcules et les choix des armatures longitudinales, ensuit les vérification des section selon le RPA et le CBA ,on choisir les maximums des ferraillages entre les étage, et la terrasse .

Les résultats est illustrées dans les tableaux suivantes :

Tableau 5-10: Ferraillage longitudinal des poutres principales 30x60

	Niveau	Position	Mu (KN,m)	combinaisons	$A_{min}(cm^2)$		$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
					CBA	RPA		
Intermédiaie	Terrasse	Travée	142,78	G+Q-Ex	1,8	9	6,34	**6HA14=9,23**
		Appui	-108,53	G+Q+Ex	1,8	9	4,8	**6HA14=9,23**
	Etages	Travée	203,7	1,35G+1,5Q	1,8	9	10,51	**6HA16=12,06**
		Appui	-405,56	1,35G+1,5Q	1,8	9	21,23	**6HA14+6HA16=21,31**
Rive	Terrasse	Travée	114,43	G+Q-Ex	1,8	9	5,04	**6HA14=9,23**
		Appui	-136,37	G+Q+Ex	1,8	9	6,02	**6HA14=9,23**
	Etages	Travée	93,79	1,35G+1,5Q	1,8	9	4,45	**6HA14=9,23**
		Appui	-198,85	1,35G+1,5Q	1,8	9	10,14	**6HA16=12,06**

Tableau 5-11 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire 30x45

	Niveau	Position	Mu (KN,m)	combinaisons	$A_{min}(cm^2)$		$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
					CBA	RPA		
Intermédiaire	Terrasse	Travée	136,75	G+Q-Ey	1,35	6,75	9,06	**6HA14=9,23**
		Appui	150,08	G+Q+Ey	1,35	6,75	8,94	**6HA14=9,23**
	Etages	Travée	150,73	G+Q-Ey	1,35	6,75	9,80	**6HA16=12,06**
		Appui	165,5	G+Q+Ey	1,35	6,75	10,87	**6HA14=12,06**
Rive	Terrasse	Travée	60,94	G+Q-Ey	1,35	6,75	4,35	**6HA12=7,78**
		Appui	113,16	G+Q+Ey	1,35	6,75	7,34	**6HA14=9,23**
	Etages	Travée	89,29	G+Q-Ey	1,35	6,75	5,58	**6HA12=7,78**
		Appui	87,85	G+Q+Ey	1,35	6,75	5,49	**6HA12=7,78**

V.2.2.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

- 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)*fe ; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa

et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau 5-12 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	B (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrass	Travée	89,88	30x60	9,23	2,97	15	183,17	202	oui
		Appui	-59,93	30x60	9,23	1,98		122,13		
	Etages	Travée	140,37	30x60	12,06	4,16	15	211,08	202	non
		Appui	-291,79	30x60	21,31	6,88		226,95		
Rive	Terras	Travée	50,47	30x60	9,23	1,67	15	102,85	202	oui
		Appui	-50,87	30x60	9,23	1,68		103,67		
	Etages	Travée	69,22	30x60	9,23	2,29	15	141,06	202	non
		Appui	-142,97	30x60	12,06	4,22		224,31		

Tableau 5-13 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	B (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	99,69	30x45	9,23	7,35	15	382,49	202	non
		Appui	-166,73	30x45	9,23	8,06		419,78		
	Etages	Travée	111,23	30x45	12,06	7,27	15	326,28	202	Non
		Appui	-116,73	30x45	12,06	7,98		358,36		
Rive	Terrasse	Travée	44,50	30x45	6,78	3,72	15	229,43	202	Non
		Appui	-82,49	30x45	9,23	6,08		316,51		
	Etages	Travée	30,61	30x45	6,78	4,80	15	249,75	202	Non
		Appui	-32,34	30x45	6,78	4,72		245,72		

Remarque :

après les Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales et des secondaires on remarque que La contrainte admissible du acier n'est pas vérifier dans une quelque étage , donc on doit augmenter la section du armature on prend autre choix et on fait les calcules .

Les résultats des vérifications présenté dans les tableaux suivantes :

Tableau 5-14 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales après la modification de la section d'armatures

	Niveau	position	A_{adop} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_b (Ma)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermidaire	Etages	Travée	**6HA20=18,84**	3,47	15	144,33	202	Oui
		Appui	**9HA20=28,27**	6,16		200,59		
rive	Etages	Appui	**6HA20=18,84**	3,52	15	146,00	202	Oui

Tableau 5-15 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales après la modification de la section d'armatures

	Niveau	position	A_{adop} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermidaire	Terrasse	Travée	**6HA20=18,84**	5,56	15	194,05	202	oui
		Appui	**6HA20+3HA12=22,23**	5,69		182,39		
	Etages	Travée	**6HA20+3HA12=22,23**	5,72	15	183,18	202	oui
		Appui	**6HA20+3HA12=22,23**	6,28		201,13		
Rive	Terrasse	Travée	**6HA16=12,06**	2,93	15	131,95	202	Oui
		Appui	**6HA20=18,84**	4,57		160,57		
	Etages	Travée	**6HA16=12,06**	4,3	15	193,34	202	Oui
		Appui	**6HA16=12,06**	4,23		190,22		

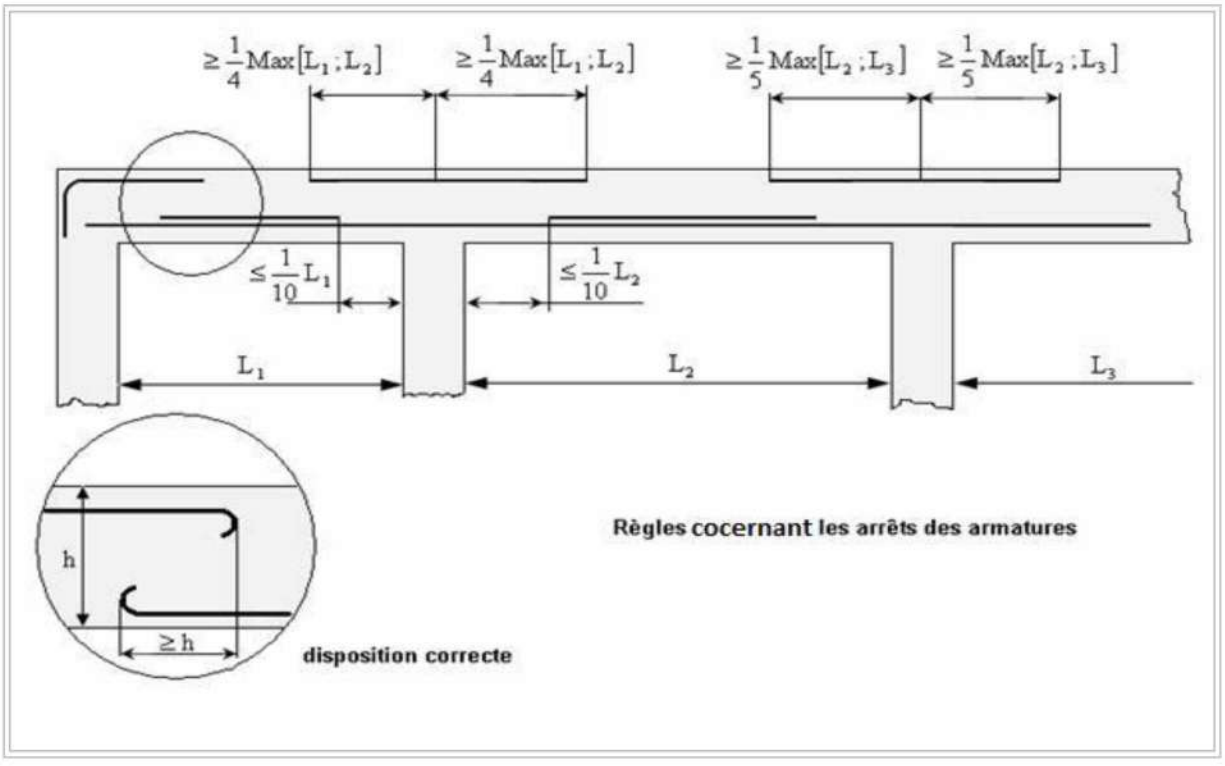


Figure5-2 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant

Tableau 5-16 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

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

Tableau 5-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	B Cm^2	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	60,93	30x60	G+Q+Ex	0,10	4,34	OUI
	Etage	284,44	30x60	1,35G+1,5Q	0,50	3,3	OUI
Rive	Terrasse	137,29	30x60	G+Q+Ex	0,24	3,26	OUI
	Etage	213,71	30x60	G+Q+Ex	0,37	3,26	OUI

Tableau 5-18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	B Cm^2	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	251,70	30x45	1,35G+1,5Q	0,59	3,30	OUI
	Etage	250,63	30x45	G+Q+Ey	0,59	4,34	OUI
Rive	Terrasse	126,21	30x45	G+Q+Ey	0,30	3,26	OUI
	Etage	69,11	30x45	G+Q+Ey	0,16	3,26	OUI

V.2.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haut e adhérence de nuance FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 \times b & : \text{Zone nodale} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone courant} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

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

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At.) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-19 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN)	S'(ZC)(cm)	At (cm^2)	S (ZN)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×60	0,50	40	1,21	15	30	1,35	15	30	**2.01=4Φ8**
30×45	0,59	37,8	1,14	22,5	15	1,01	20	15	**2.01=4Φ8**

V.2.2.7. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend K = 0,80.

Tableau 5-20 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0,073	0,063	OUI	0,073	0,033	Oui	0,0003	0,0105	OUI
PS	0,083	0,063	OUI	0,083	0,033	Oui	0,0004	0,0105	OUI

la flèche des poutres est vérifier.

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et une partie des charges horizontales pour les structures auto stables contreventées par des voiles. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

A l'aide du logiciel robot 2010 on prenant les effort normalN_{max} et $M_{corres,}$, les résultats du moment obtenir est plus petite par apport àl'effortnormal ; d'après le règlement (BAEL 91/B.8.2.10) la méthode de calcule des poteaux en compression simple en pourra être utilises dans le cas poteaux soumis à des moments fléchissant de faible valeur.

La méthode est exposée comme suite :

$$A \geq \left[\frac{B_r . f_{c28}}{0,9.\gamma_b} - \frac{\text{k Nu} . f_e}{\alpha.\gamma_s} \right] \quad \text{.....(B.8.4.1)}$$

Telle que :

Br :section réduite du poteau obtenue en déduisant 1cm d'épaisseur de béton sur toute sa périphérie.

Nu : Effort normal ultime.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ destinée à tenir a la fois l'excentricité additionnelle et les efforts du second ordre telque :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2(\dfrac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda = \dfrac{L_f}{i_{min}}$: C'est l'élancement mécanique

L_f=0,7L_0 : C'est la longueur de flambement.

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

$i_{min} = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$: Pour un poteau rectangulaire.

J'ai distingue une section de poteau :

$I_{xx} = \dfrac{b\,h^3}{12}$; $I_{yy} = \dfrac{hb^3}{12}$ Br= (h-2cm)x(b-2cm)

k =1

V.3.1.1.Recommandations des règlements :

- Selon le CBA :

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_\ell}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

-Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

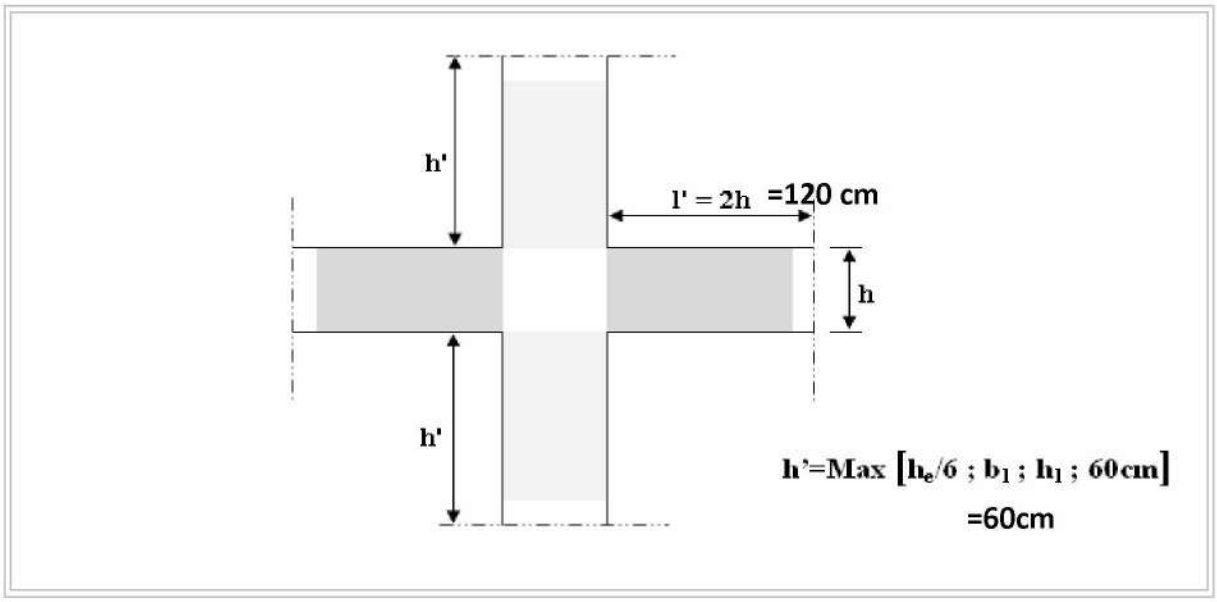


Figure 5-3 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone I par:

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone I.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

pour déterminer les armatures longitudinales en utiliser la combinaison du ELU =1.35G+1.5Q ,

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- Situation accidentelle:

  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.

  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 5-21 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux 30x60 à l'ELU

niveau	b (m)	h (m)	Nu (kn)		As (cm^2)	
			intermidaire	rive	intermidaire	rive
RDC	0,3	0,6	3596,24	576,68	-129,49	-129,6
1 étage	0,3	0,6	3063,33	505,71	-129,51	-129,61
2 étage	0,3	0,6	2536,38	435	-129,53	-129,61
3étage	0,3	0,6	2012,99	355,28	-129,55	-129,61
4 étage	0,3	0,6	1492,72	267,9	-129,57	-129,61
5 étage	0,3	0,6	972,57	179,31	-129,59	-129,62
6étage	0,3	0,6	459,93	197,64	-129,61	-129,62

Tableau 5-22 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux 30x30 à l'ELU

niveau	b (m)	h (m)	Nu (kn)		As (cm^2)	
			intermidaire	rive	intermidaire	rive
RDC	0,3	0,3	1722,56	223,03	-226,79	-226,84
1 étage	0,3	0,3	1452,89	201,44	-226,8	-226,84
2 étage	0,3	0,3	1202,36	173,62	-226,81	-226,84
3étage	0,3	0,3	965,05	140,63	-226,81	-226,84
4 étage	0,3	0,3	739,09	103,4	-226,82	-226,84
5 étage	0,3	0,3	616,34	63,7	-226,83	-226,84
6étage	0,3	0,3	305	198,96	-226,84	-226,84

Tableau 5-23 : vérification vis-à-vis le RPA & CBA du poteaux 30x60

	niveau	A_{min} (cm^2)		$A_{calculer}$ (cm^2)	Choix (cm^2)
		CBA	RPA		
intermidiare	RDC	1,8	12,6	-129,49	**4HA16+4HA14=14.19**
	1 étage	1,8	12,6	-129,51	**4HA16+4HA14=14.19**
	2 étage	1,8	12,6	-129,53	**4HA16+4HA14=14.19**
	3étage	1,8	12,6	-129,55	**4HA16+4HA14=14.19**
	4 étage	1,8	12,6	-129,57	**4HA16+4HA14=14.19**
	5 étage	1,8	12,6	-129,59	**4HA16+4HA14=14.19**
	6étage	1,8	12,6	-129,61	**4HA16+4HA14=14.19**
rive	RDC	1,8	12,6	-129,6	**4HA16+4HA14=14.19**
	1 étage	1,8	12,6	-129,61	**4HA16+4HA14=14.19**
	2 étage	1,8	12,6	-129,61	**4HA16+4HA14=14.19**
	3étage	1,8	12,6	-129,61	**4HA16+4HA14=14.19**
	4 étage	1,8	12,6	-129,61	**4HA16+4HA14=14.19**
	5 étage	1,8	12,6	-129,62	**4HA16+4HA14=14.19**
	6étage	1,8	12,6	-129,62	**4HA16+4HA14=14.19**

Tableau 5-24 : vérification vis-à-vis le RPA & CBA du poteaux 30x30

	niveau	A_{min} (cm^2)		$A_{calculer}$ (cm^2)	Choix (cm^2)
		CBA	RPA		
intermidiare	RDC	0,9	6,30	-226,79	**8HA12=9.05**
	1 étage	0,9	6,30	-226,80	**8HA12=9.05**
	2 étage	0,9	6,30	-226,81	**8HA12=9.05**
	3étage	0,9	6,30	-226,81	**8HA12=9.05**
	4 étage	0,9	6,30	-226,82	**8HA12=9.05**
	5 étage	0,9	6,30	-226,83	**8HA12=9.05**
	6étage	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**
rive	RDC	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**
	1 étage	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**
	2 étage	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**
	3étage	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**
	4 étage	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**
	5 étage	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**
	6étage	0,9	6,30	-226,84	**8HA12=9.05**

Tableau 5-25 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux

section (cm^2)	Choix(cm^2)
30x60	**4HA16+4HA14=14.19**
30x30	**8HA12=9.05**

. V.2.1.3Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0 + As.15}$$

$$\sigma_s = 15.\sigma_b$$

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-26 : vérification des armatures à ELS des poteaux

	Section	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive	30x60	415,09	14,19	**préj**	2,08	31,30	15	202
	30x30	160,73	9,05	**préj**	1,16	24,24	15	202
Intermédiaire	30x60	2589,42	14,19	**peu**	13,01	-----	15	202
	30x30	1241,24	9,05	**peu**	12,48	----	15	202

Préj : fissuration préjudiciable.

peu : fissuration peu nuisible.

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

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

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

Avec :

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

V.3.2.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

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

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

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

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

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5-27 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35X60	G+Q+EX	122,87	0,71	13,75	0,075	1,875	4,32	Oui
30X60	G+Q+EX	85,35	1,22	27,48	0,075	1,875	4,32	Oui

V.3.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

- **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \mathrm{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

  - Φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la compression simple

$$K = 1$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

  et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t . a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \square_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq$ Min (15cm , $10\phi_l$) en zone I
  - Dans la zone courante: $St \leq 10\phi_l$ en zone I

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * b)$en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

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

V.3.3.1. Application des recommandations :

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau 5-28 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	A_{tmin} (mm²)	A_t (mm²)	Zone	St_{finale}	Choix
30x60	114	8.40	2.5	160	166	courante	20	4Ø8
						nodale	14	4Ø8
30x30	92 .24	7.00	2.5	160	147	courante	20	4Ø8
						nodale	12	4Ø8

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1 Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2.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 le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} .L \text{ (la longueur tendue)}$$

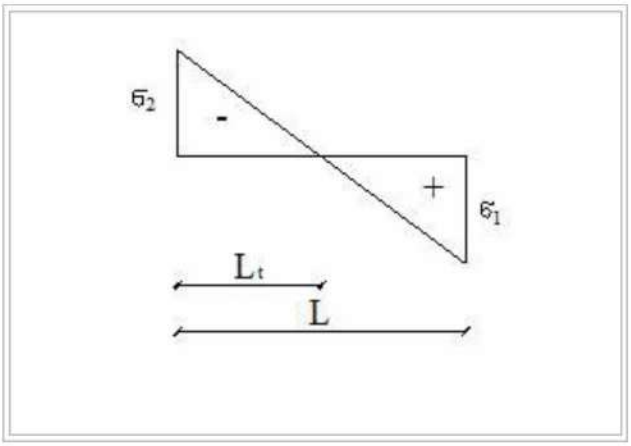


Figure5-4 : Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

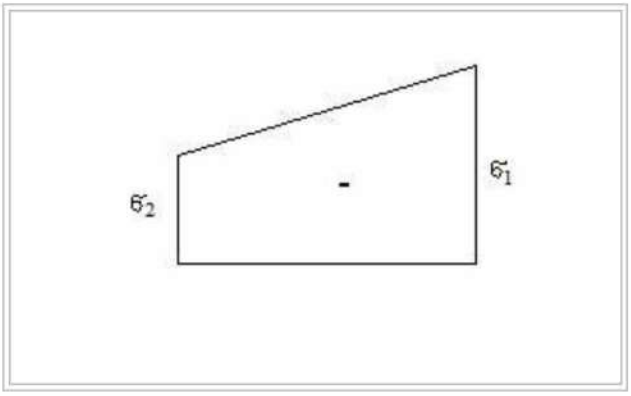


Figure5-5 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

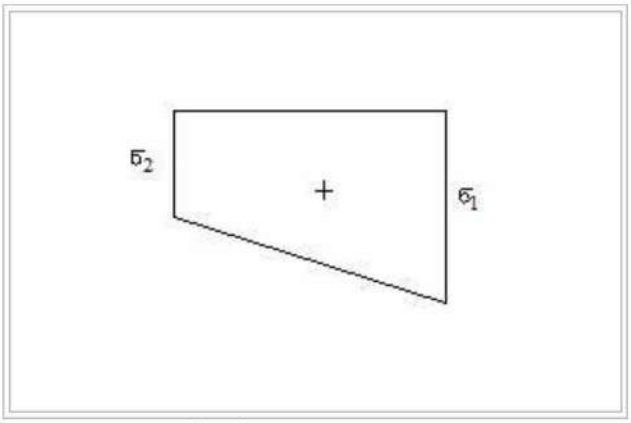


Figure5-6 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.4.3.Recommandations réglementaires:

V.4.3.1.Armatures verticales:

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

- **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité
  - **Selon le RPA 99(version2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ dans la section courante.

Avec :

-B: section du voile.

-a: épaisseur du voile.

- φ_{ver} : diamètre vertical.

V.4.3.2 Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$:Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$$

V.4.3.3 Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.3.1. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

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

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

V.4.4.Armatures verticales :

V.4.4.1 .Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau 5-29 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 5-30 : Armatures verticales dans le voile à l=5,3m.

direction	niveau	h (m)	l(m)	e (cm)	σ1 (MPa)	σ2 (MPa)	Lt (m)	F (kN)	A s (cm²)	A ,A'
	RDC	3,4	5,3	15	1,46	-1,58	2,75	3264,21	8,16	4,08
	1	3,4	5,3	15	1,23	-1,23	2,65	2444,63	6,11	3,06
Y	2	3,4	5,3	15	1,09	-1,07	2,63	2106,93	5,27	2,63
	3	3,4	5,3	15	1,06	-1,05	2,64	2076,98	5,19	2,60
	4	3,4	5,3	15	0,99	-0,9	2,52	1703,57	4,26	2,13
	5	3,4	5,3	15	0,65	-0,7	2,75	1442,78	3,61	1,80
	6	3,4	5,3	15	1,52	-1,18	2,32	2049,92	5,12	2,56

Tableau 5-31 : Armatures verticales dans le voile à l=4,1m.

direction	niveau	h (m)	l(m)	e (cm)	σ1 (MPa)	σ2 (MPa)	Lt (m)	F (kN)	A s (cm²)	A ,A'
	RDC	3,4	4,1	15	1,88	-1,88	2,05	2890,50	7,23	3,61
	1	3,4	4,1	15	1,75	-1,73	2,04	2644,59	6,61	3,31
X	12	3,4	4,1	15	1,71	-1,71	2,05	2629,13	6,57	3,29
	3	3,4	4,1	15	1,75	-1,8	2,08	2806,48	7,02	3,51
	4	3,4	4,1	15	1,75	-1,78	2,07	2760,01	6,90	3,45
	5	3,4	4,1	15	1,68	-1,74	2,09	2722,18	6,81	3,40
	6	3,4	4,1	15	1,49	-1,53	2,08	2383,53	5,96	2,98

Tableau 5-32 : Armatures verticales dans le voile à l=2,45m

direction	niveau	h (m)	l(m)	e (cm)	σ1 (MPa)	σ2 (MPa)	Lt (m)	F (kN)	A s (cm²)	A ,A'
	RDC	3,4	2,45	15	1,65	-1,86	1,30	1811,12	4,53	2,26
	1	3,4	2,45	15	1,61	-1,66	1,24	1548,44	3,87	1,94
Y	2	3,4	2,45	15	1,61	-1,68	1,25	1576,34	3,94	1,97
	3	3,4	2,45	15	2,44	-2,13	1,14	1824,19	4,56	2,28
	4	3,4	2,45	15	2,66	-3,44	1,38	3564,63	8,91	4,46
	5	3,4	2,45	15	2,82	-3,92	1,42	4189,28	10,47	5,24
	6	3,4	2,45	15	3,18	-3,1	1,21	2811,84	7,03	3,51

Tableau 5-33 : Armatures verticales dans le voile à l=1,95m.

direction	niveau	h (m)	l(m)	e (cm)	σ1 (MPa)	σ2 (MPa)	Lt (m)	F (kN)	As (cm²)	A ,A'
	RDC	3,4	1,95	15	1,06	-1,06	0,98	775,13	1,94	0,97
	1	3,4	1,95	15	1,31	-1,34	0,99	990,97	2,48	1,24
X	2	3,4	1,95	15	1,44	-1,45	0,98	1063,98	2,66	1,33
	3	3,4	1,95	15	1,48	-1,49	0,98	1093,23	2,73	1,37
	4	3,4	1,95	15	1,44	-1,46	0,98	1074,99	2,69	1,34
	5	3,4	1,95	15	1,38	-1,38	0,98	1009,13	2,52	1,26
	6	3,4	1,95	15	1,21	-1,22	0,98	895,80	2,24	1,12

Tableau 5-34 : Armatures verticales dans les voiles

Voile	V1	V2	V3	V4
Epaisseur (cm)	15	15	15	15
L (m)	5,3	4,1	2,45	1,95
σ_1 (MPa)	1,46	1,88	2,82	1,48
σ_2 (MPa)	-1,58	-1,88	-3,92	1,49
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	2,75	2,05	1,42	0,98
F (KN)	3264,21	2890,5	4189,28	1093,23
σ_s (MPa)	400	400	400	400
(As)(cm2)	4,08	3,61	5,24	2,73
(A's)(cm2)	4,08	3,61	5,24	2,73
0,2%B_t	15,9	12,3	7,35	5,85
A_{min} CBA(cm^2/ml)	7,95	6,15	3,67	2,92
A_{min} RPA(cm^2/ml)	11,92	9,22	5,51	4,38
St d'about (cm)	11	11	11	11
St courante (cm)	23	23	23	23
Armature d'about	10 HA10 7,8	8HA10 6,24	6HA10 4,68	4HA10 3,12
Armature courante	20HA10 =15,6	13HA10 10,14	9HA16 7,02	7HA10 = 5,46

V.4.4.2. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 23\text{cm} \\ 30\text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : la largeur du voile

- a : l'épaisseur du voile

donc on prend $S_v = 23cm$

V.4.5. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.5.1. Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec : $\bar{V} = 1,4.\ V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$ (Compression) ; et $K = 1 - 10.\frac{Nu}{B.fc28}$ (traction)

Tableau 5-35 : Armatures verticales dans le voile à l=5,3m.

direction	*niveau*	V_u *(KN)*	τ_b	$\overline{\tau}_b$	*N*	*k*	*At*	*St (cm)*
	RDC	818,18	2,876	5	3807,59	-0,91576855	1	53,259537
	1	1070,42	3,763	5	4664,05	-1,34669182	1	39,8827016
x	2	634,94	2,232	5	2827,93	-0,42285786	1	73,6106883
	3	367,12	1,291	5	1482,8	0,253937107	1	16,2670569
	4	310,74	1,092	5	1660,36	0,164598742	1	18,6020299
	5	224,41	0,789	5	381,29	0,808155975	1	65,7423712
	6	224,41	0,789	5	374,78	0,811431447	1	66,2309201

Tableau 5-36 : Armatures verticales dans le voile à l=4,1m.

direction	*niveau*	V_u *(KN)*	τ_b	$\overline{\tau}_b$	*N*	*K*	*At*	*St (cm)*
	RDC	173,31	0,642	5	278,74	0,818705691	1	14,5842004
	1	191,89	0,711	5	261,8	0,829723577	1	97,8376141
y	2	216,23	0,801	5	259,16	0,83144065	1	66,3839978
	3	277,85	1,029	5	260,37	0,830653659	1	36,3635357
	4	230,03	0,852	5	260,37	0,830653659	1	55,959956
	5	228,55	0,846	5	254,2	0,834666667	1	57,3578449
	6	222,15	0,823	5	220,74	0,856429268	1	64,9347779

Tableau 5-37 : Armatures verticales dans le voile à l=2,45m

direction	*niveau*	V_u *(KN)*	τ_b	$\overline{\tau}_b$	*N*	*k*	*At*	*St (mm)*
	RDC	450,96	1,585	5	997,94	-0,0861932	1	11,2169637
	1	163,67	0,575	5	244,1	0,734312925	1	16,3122919
x	2	165,24	0,581	5	244,1	0,734312925	1	15,5510309
	3	596,21	2,096	5	369,81	0,597485714	1	10,6957991
	4	801,38	2,817	5	398,11	0,566682993	1	74,7570004
	5	785,3	2,761	5	418,63	0,544348299	1	76,0697904
	6	620,73	2,182	5	481,98	0,475395918	1	97,6908648

Tableau 5-38 : Armatures verticales dans le voile à l=1,95m

direction	*niveau*	V_u *(KN)*	τ_b	$\bar{\tau}_b$	*N*	*K*	*At1*	*St (mm)*
	RDC	213,01	0,789	5	1501,46	-1,05327863	1	12,6619018
		163,12	0,604	5	196,95	0,730666667	1	12,7869993
y	1	59,16	0,219	5	94,37	0,870947009	1	55,8013144
	2	151,52	0,561	5	219,66	0,699610256	1	15,2712728
		162,03	0,600	5	215,41	0,705422222	1	11,812384
	3	170,31	0,631	5	206,36	0,717798291	1	10,2995096
	4	175,26	0,649	5	180,93	0,752574359	1	10,5099615

Tableau 5-39 : Armatures verticales dans les voiles

Epaisseur (cm)	Voile	k	τ_b (MPa)	S_t (RPA)	S_t (CBA)	$S_{t\ calculer}$ (cm)	A_{min} (cm²)	A_h (cm²)	S_t (cm)
15	V1	-1,346	3,76,	22	30	39,88	9,36	12HA10	22
	V2	0,829	0,711	22	30	97,83	9,36	12HA10	22
	V3	0,567	2,817	22	30	7,47	9,36	12HA10	22
	V4	-1,053	0,789	22	30	126,59	9,36	12HA10	22

Remarque : tout les résultats des calcules du ferraillage (verticales et horizontales) est adoptée dans une seul coter du voiles

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de 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. Connaissance du site et du sol :

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

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ_{sol} = **1.5 bars**

avec un ancrage de 2 m sous le niveau zéro.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

-Type d'ouvrage à construire.

-La nature et l'homogénéité du bon sol.

-La capacité portante du terrain de fondation.

-L'exigence économique.

-La facilité de réalisation.

-La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations adoptées seront des semelles filantes sous voiles et semelles filantes sous poteaux uniquement.

VI.4.Calcul des semelles isolées :

VI.4.1. dimensionnement :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Rightarrow$S=A^2

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec :

$A = \sqrt{S}$; σ_{sol}=1,5 bars

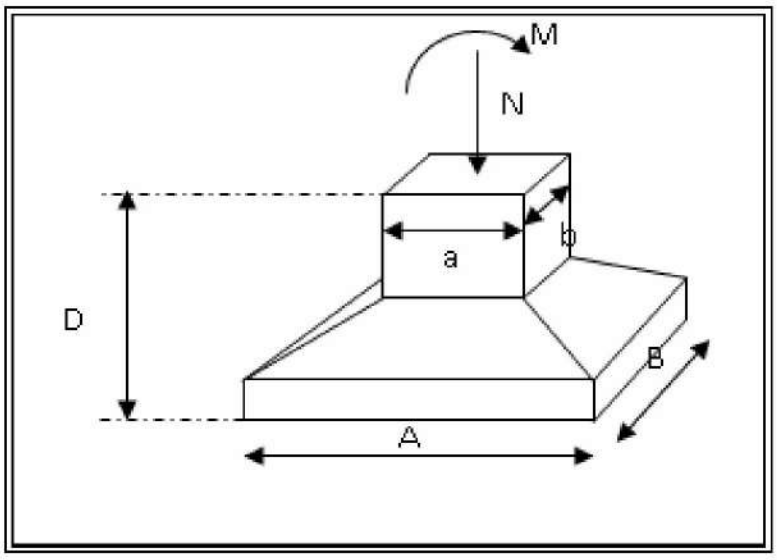


Figure 5-1 : semelle isolées.

Tableau 6-1 : sollicitations des semelles isolées.

semelle	a (m)	b (m)	σ_{sol} (bars)	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)
SI (B-2)	0,3	0,3	1,5	577,92	416,13
SI(C -1)	0,6	0,3	1,5	1297,45	934
SI (C-2)	0,6	0,3	1,5	2691,99	1938,55
SI (C-3)	0,6	0,3	1,5	3090,1	2224,25
SI (C-4)	0,6	0,3	1,5	1969,8	1429,31
SI (D-1)	0,6	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (D-2)	0,6	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (D-3)	0,6	0,3	1,5	3589,85	2584,18
SI (D-4)	0,6	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (E-2)	0,6	0,3	1,5	2711,72	1952,05
SI (E-3)	0,3	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (F-1)	0,6	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (F-2)	0,6	0,3	1,5	2451,75	1765,61
SI (F-3)	0,3	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (F-4)	0,3	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (G-1)	0,6	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (G-2)	0,6	0,3	1,5	2451,75	1765,61
SI (G-3)	0,3	0,3	1,5	3596,24	2589,42
SI (G-4)	0,3	0,3	1,5	3596,24	2589,42

-La hauteur (h) de la semelle isolée est calculée comme suite **:**

- $d_a \geq \frac{A-a}{4}$; $\Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2}$

- $d_b \geq \frac{B-b}{4}$; $\Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2}$

- La hauteur (e) du patin :

ϕ =12mm

$e_{patin}=6\phi+6=13.2$ cm ; on adopte $e_{patin}=15$ cm.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-2 : dimensions des semelles isolées.

semelle	N_{ELS} (kn)	A_{ELS} (mm)	A_{adopte} (m)	B (m)
SI (B-2)	416,13	1665,59	1,7	1,7
SI(C -1)	934	3528,93	3,6	1,8
SI (C-2)	1938,55	5084,03	5,1	2,55
SI (C-3)	2224,25	5445,79	5,5	2,75
SI (C-4)	1429,31	4365,49	4,4	2,2
SI (D-1)	2589,42	5875,85	5,9	2,95
SI (D-2)	2589,42	5875,85	5,9	2,95
SI (D-3)	2584,18	5869,9	5,9	2,95
SI (D-4)	2589,42	5875,85	5,9	2,95
SI (E-2)	1952,05	5101,7	5,1	2,55
SI (E-3)	2589,42	4154,85	4,2	4,2
SI (F-1)	2589,42	5875,85	5,9	2,95
SI (F-2)	1765,61	4851,95	4,9	2,45
SI (F-3)	2589,42	4154,85	4,2	4,2
SI (F-4)	2589,42	4154,85	4,2	4,2
SI (G-1)	2589,42	5875,85	5,9	2,95
SI (G-2)	1765,61	4851,95	4,9	2,45
SI (G-3)	2589,42	4154,85	4,2	4,2
SI (G-4)	2589,42	4154,85	4,2	4,2

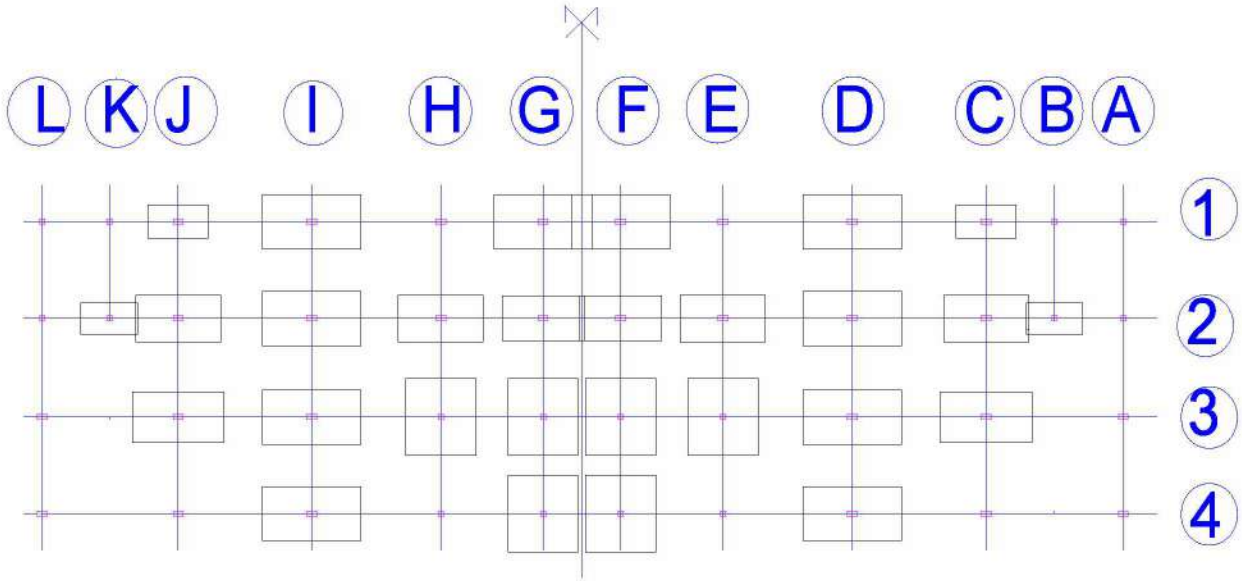


Figure 5-2 : dimension des semelles isolées.

1. Vérification des chevauchements des semelles isolées: [1]

Semelle isolée $L \geq \frac{(A+A`)x\ 1,5}{2}$

Tel que L= la longueur entre axe de deux semelles successivement suivante direction (x ,y)

Si la formule $L \geq \frac{(A+A`)x\ 1,5}{2}$ est vérifier on peut dire que ,il n'est pas de chevauchement des semelles isolées , les résultats des vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 6-3: vérification le chevauchement des semelles isolées (sens x).

semelle	L (m)	Lx (m)	vérification
SI (B -2), (C-2)	5,1	4,1	non
SI(C -1), (D-1)	7,13	8,00	oui
SI (C-2), (D-2)	7,25	8,00	non
SI (C-3), (D-3)	7,55	8,00	non
SI (D-2), (E-2)	7,25	7,80	non
SI (D-3), (E-3)	7,58	7,80	oui
SI (E-2), (F-2)	5,5	6,10	oui
SI (E-3), (F-3)	6,3	6,10	non
SI (F-1), (G-1)	8,85	4,70	non
SI (F-2), (G-2)	7,35	4,70	non
SI (F-3), (G-3)	6,3	4,70	non
SI (F-4), (G-4)	6,3	4,70	non

Tableau 6-4 : vérification le chevauchement des semelles isolées (sens y).

semelle	L (m)	Ly (m)	vérification
SI(C -1), (C-2)	3,26	5,30	oui
SI (C-2), (C-3),	3,98	5,40	oui
SI (D-1), (D-2)	4,43	5,30	oui
SI (D-2), (D-3)	4,43	5,40	oui
SI (D-3), (D-4)	4,43	5,30	oui
SI (E-2), (E-2)	5,06	5,40	oui
SI (F-1), (F-2)	5,36	5,30	oui
SI (F-2), (F-3)	4,99	5,40	oui
SI (F-3), (F-4)	3,15	5,30	oui

Conclusion :

D'après le résultat de Vérification les chevauchements des semelles isolées on remarque qu'il ne pas de chevauchement dans le sens y, mais il existe une certain semelle donnée un chevauchement dans le sens x, on passe alors a l'étude de ces semelles comme une semelle filante sous poteaux

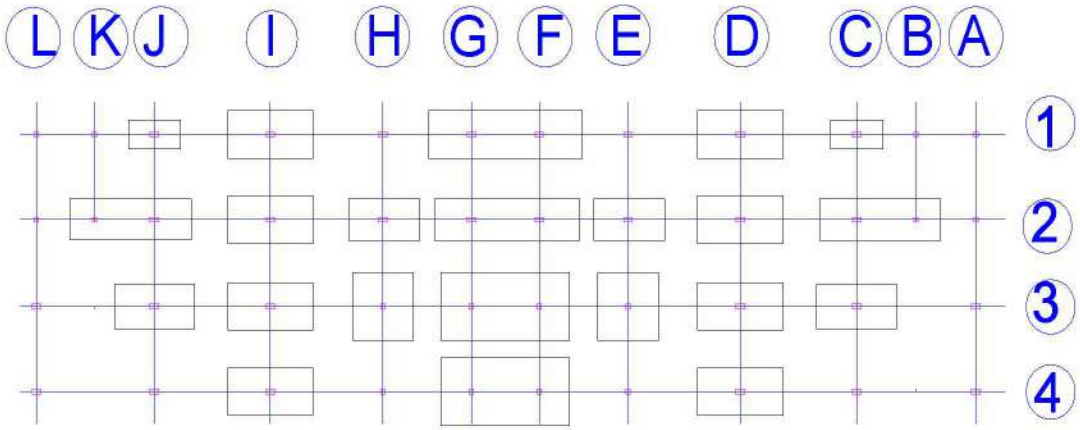


Figure 5-3 : vérification les semelles isolées.

VI.4.2. Ferraillage des semelles isolées :

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 comme suite :

1. Les armatures principales :

$$Ab = N\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \quad \& \quad Aa = N\frac{(A-a)}{8\,d\sigma_s}$$

$$Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Les Résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-5 : calcule le ferraillage des semelles isolées.

Semelle isolée	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)	$A_{X(ELU)}$ (cm^2)	$A_{Y(ELU)}$ (cm^2)	$A_{X(ELS)}$ (cm^2)	$A_{Y(ELS)}$ (cm^2)	choisie (cm^2)	ESP_X (cm)	ESP_Y (cm)
(C -1)	1297,45	934	9,32	9,20	11,56	11,4	**11HA12=11.43**	25	10
(C-3)	3090,1	2224,25	22,11	22,29	27,41	27,64	**25HA12=28.25**	20	8
(D-1)	3596,24	2589,42	25,74	25,93	31,92	32,17	**29HA12=32.77**	18	8
(D-2)	3596,24	2589,42	25,74	25,93	31,92	32,17	**29HA12=32.77**	18	8
(D-3)	3589,85	2584,18	25,69	25,89	31,86	32.10	**29HA12=32.77**	18	8
(D-4)	3596,24	2589,42	25,74	25,93	31,92	32,17	**29HA12=32.77**	18	8
(E-3)	3596,24	2589,42	25,70	25,70	31,88	32.94	**29HA12=32.77**	12	12

2. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1{,}2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2{,}835}$ =42.32 cm .

VI.5. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Condition de non poinçonnement.

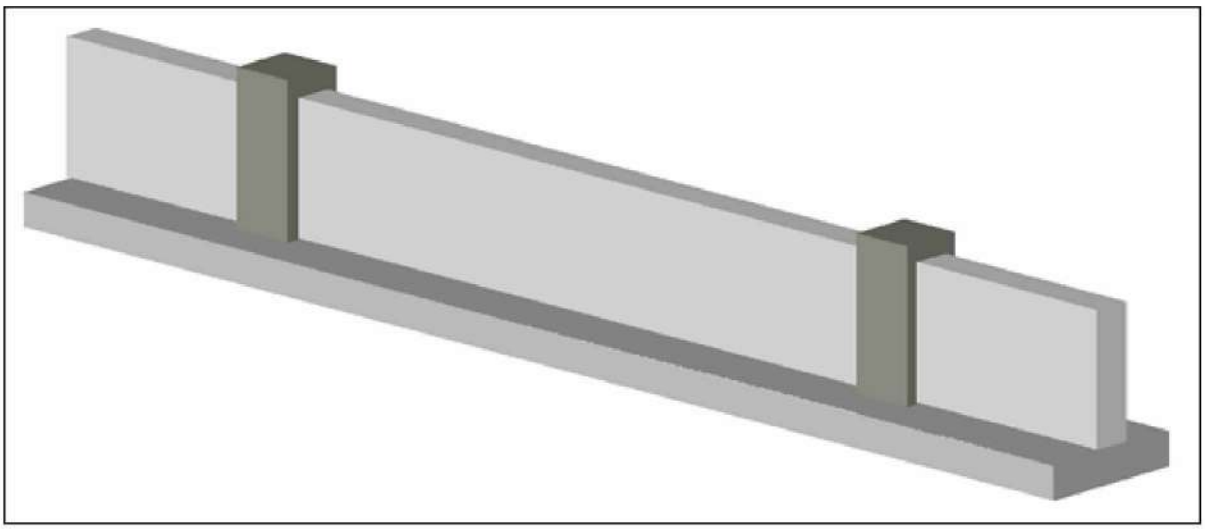


Figure 6-4 : schémas d'une semelle filante sous voiles

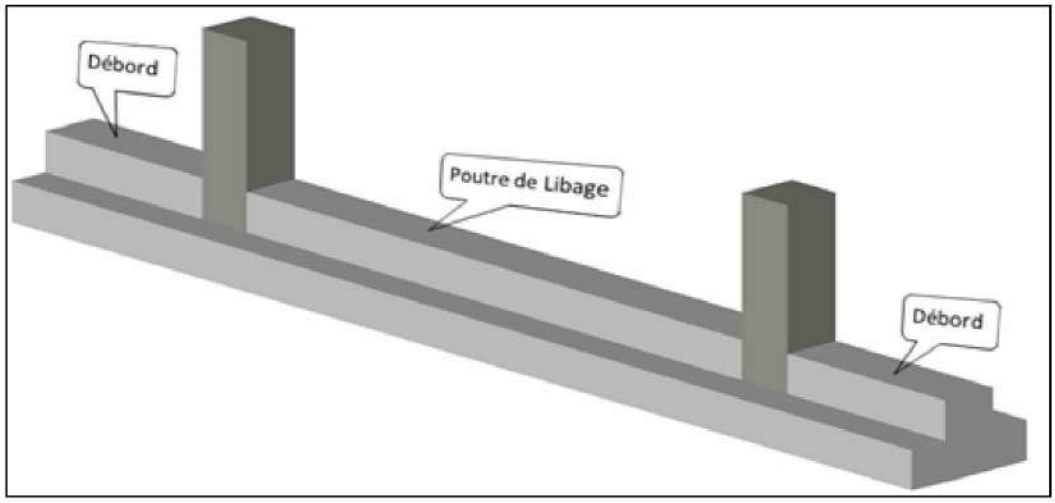


Figure 6-4 : schémas d'une semelle filante sous poteaux

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt : L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

VI.5.1. Semelles filantes sous voiles:

VI.5.1.1. Dimensionnement :

Les résultats des efforts normaux et moment correspondant à l'ELU et L'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-6 : sollicitation des voiles

semelle	Longueur du voile (m)	L'état limite du ultime			l'état limite du service		
		N (kn/ml)	M (kn, m/ml)	E_{X0} (m)	N (kn/ml)	M (kn, m/ml)	E_{X0} (m)
SF1	5,3	835,7151	1,2925	0,0015	255,3132	0,6981	0,0027
SF2	5,3	1037,6717	10,2774	0,0099	331,0868	0,1962	0,0006
SF'1	4,1	1378,8098	13,5171	0,0098	457,9171	0,5902	0,0013
SF'2	4,14	943,9073	1,8415	0,0020	208,6122	0,4000	0,0019
SF3	1,95	1064,7128	1,1385	0,0011	280,6122	1,9641	0,0070
SF4	1,95	1010,1538	1,2000	0,0012	727,8513	0,8615	0,0012
SF5	1,95	1232,7077	7,6923	0,0062	887,8615	5,5333	0,0062
SF6	1,95	1706,9590	5,0103	0,0029	1229,9949	3,6154	0,0029
SF'3	2,45	981,1347	6,1225	0,0062	706,6653	4,4041	0,0062
SF'4	2,45	1358,6000	3,9878	0,0029	978,9755	2,8776	0,0029

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-7 : Dimensions des semelles filantes sous voiles du sens Y.

semelles	N_{ELS} (kn/ml)	M (kn, m/ml)	E_{X0} (m)	A (m)	b (m)	B (m)	d (m)	h (cm)
SF1	255,31	0,70	0,003	1	0,15	0,8	0,16	0,20
SF2	331,09	0,20	0,001	1	0,15	0,8	0,16	0,20
SF3	280,61	1,96	0,007	1	0,15	0,8	0,16	0,20
SF4	727,85	0,86	0,001	1	0,15	0,9	0,19	0,22
SF5	887,86	5,53	0,006	1	0,15	1	0,21	0,25
SF6	1229,99	3,62	0,003	1	0,15	1,2	0,26	0,30

Tableau 6-8 : Dimensions des semelles filantes sous voiles du sens X.

semelles	N_{ELS} (kn/ml)	M (kn,m/ml)	E_{X0} (m)	A (m)	b (m)	B (m)	d (m)	h (m)
SF'1	457,92	0,59	0,0013	1	0,15	0,8	0,16	0,20
SF'2	208,61	0,40	0,0019	1	0,15	0,8	0,16	0,20
SF'3	706,67	4,40	0,0062	1	0,15	0,9	0,19	0,22
SF'4	978,98	2,88	0,0029	1	0,15	1	0,21	0,25

VI.5.1.2. Ferraillage:

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 :

A. Armatures principales :

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\, d\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{A - 2e - \phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-9 : armatures principales des semelles filantes sens y

semelle	N_{ELU} (kn/ml)	M (kN.m/ml)	N_{ELS} (kn/ml)	M (kN.m/ml)	A_{ELU} (cm^2)	A_{ELS} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF1	835,72	1,29	255,31	0,70	12,08	6,38	**11HA12=12.43**	6
SF2	1037,67	10,28	331,09	0,20	15,46	8,21	**14HA12=15.82**	6,5
SF3	1064,71	1,14	280,61	1,96	15,36	7,13	**14HA12=15.82**	6,5
SF4	1010,15	1,20	727,85	0,86	14,57	18,09	**17HA12=19.21**	7,5
SF5	1232,71	7,69	887,86	5,53	18,04	22,39	**20HA12=22.6**	8
SF6	1706,96	5,01	1229,9	3,62	24,71	30 ,67	**30HA12=31.64**	8,5

Tableau 6-10 : armatures principales des semelles filantes sens x

semelle	N_{ELU} (kn/ml)	M (kn.m/ml)	N_{ELS} (kn/ml)	M (kn.m/ml)	A_{ELU} (cm^2)	A_{ELS} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF'1	1378,81	13,52	457,92	0,59	20,46	11,39	**19HA12=21.47**	8
SF'2	943,91	1,84	208,61	0,40	13,66	5,20	**13HA12=14.69**	6
SF'3	981,13	6,12	706,67	4,40	14,39	17,86	**17HA12=19.21**	7,5
SF'4	1358,60	3,99	978,98	2,88	19,69	24,45	**22HA12=24.86**	8,5

C. Armatures de répartition :

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

Tableau 6-11 : armatures de répartition de la semelle filante

semelle	$A_{répartition}$(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF1	2,49	4HA10=3,14	27
SF2	3,16	5HA10=3,92	20
SF3	3,16	5HA10=3,92	20
SF4	3,84	5HA10=3,92	27
SF5	4,52	6HA10=4,71	16
SF6	7,12	7HA12=7,92	15
SF'1	5,37	5HA12=5,65	25
SF'2	4,41	4HA12=4,52	40
SF'3	4,32	4HA12=4,52	30
SF'4	6,22	6HA12=6,78	20

D. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est $\tau s = 2.8$ MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$:on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau 6-12 : Longueur de scellement

semelle	Φ (mm)	ls	$\frac{B}{8}$	$\frac{B}{4}$	ancrage
SF1	10	35,27	10	20	Courbe
SF2	10	35,27	10	20	Courbe
SF3	10	35,27	10	20	Courbe
SF4	10	35,27	10	20	Courbe
SF5	10	35,27	10	20	Courbe
SF6	12	42,33	11,25	22,5	Courbe
SF'1	12	42,33	12,5	25	Courbe
SF'2	12	42,33	15	30	Courbe
SF'3	12	42,33	11,25	22,5	Courbe
SF'4	12	42,33	12,5	25	Courbe

VI.5.2. Semelles filantes sous poteaux :

- La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 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.

VI.5.2.1.dimensionnement :

De notre fondation on a un seule type des Semelles filantes qui présenter entre deux poteaux, Les calcules des dimensions ont fait comme celle de semelle isolées le résultat de calcule est résumé dans le tableau suivante :

Tableau 6-13 : Dimensions des semelles filantes sous poteaux

semelle	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)	A (m)	B (m)
SF (B-C) 2	2691,99	1938,55	6,6	2
SF (F -G) 1	3596,24	2589,42	7,6	2,3
SF (F-G) 2	2451,75	1765,61	6,3	1,9
SF (F-G) 3	3596,24	2589,42	7,6	2,3
SF (F-G) 4	3596,24	2589,42	7,6	2,3
SF (J-K) 2	2691,99	1938,55	6,6	2

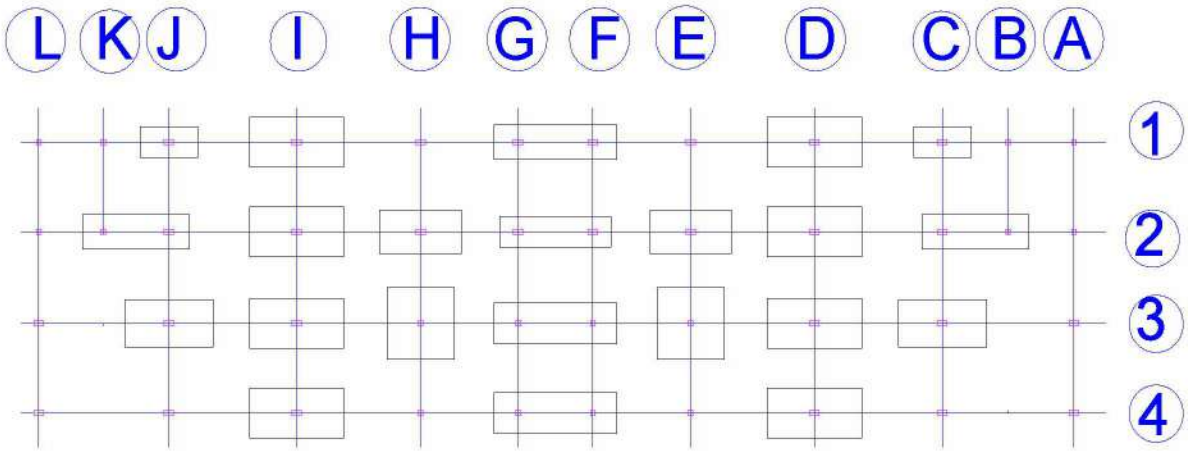


Figure 5-4 : dimension des semelles filantes sous poteaux.

Remarque :

La surface totale des semelles occupant 53, 12 % de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc on trouve les semelles filantes sous deux poteaux comme fondation.

VI.5.2.2.dimensionnement poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$l\,max \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

E : Module d'élasticité du béton (E =$3700\sqrt[3]{fc28} = 10818{,}86$ MPa).

$l\,max$: 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 $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$

h_p : la hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$ =0.553 m ≃ 60 cm

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni : La somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

Les poutres de libage (PLi) sont les poutres correspondantes aux semelles :

Tableau 6-14 : Dimensionnement de la poutre de libage

	b (cm)	l (m)	h_p (cm)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	30	6,6	70	0,0085	6,66	oui
PL2	30	7,6	85	0,015	7,65	oui
PL3	30	6,3	65	0,0068	6,31	oui
PL4	30	7,6	85	0,015	7,65	oui
PL5	30	7,6	85	0,015	7,65	oui
PL6	30	6,6	70	0,0085	6,66	oui

VI.5.2.3. Ferraillages :

Le calcul de 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, calcul de ferraillage se fait comme le calcul d'une semelle isolée avec M=0.

A. longitudinalement :

- **1. Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \qquad . \quad \mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-15 : calcule le Ferraillage de poutre libage

Poutre libage	poutre	Mu (kn.m)	Ms (kn,m)	A'	As (cm²)
PL1	travée	200,13	140,37	0	9,92
	appuis	-377,05	-291,79	0	24,04
PL2	travée	93,44	69,22	0	3,39
	appuis	-179,02	-124,97	0	6,83
PL3	travée	200,13	140,37	0	10,68
	appuis	-377,05	-291,79	0	27,48
PL4	travée	200,13	140,37	0	7,75
	appuis	-377,05	-291,79	0	16,98
PL5	travée	93,44	69,22	0	3,39
	appuis	-179,02	-124,97	0	8,47
PL5	travée	200,13	140,37	0	9,92
	appuis	-377,05	-291,79	0	24,04

Tableau 6-16 : calcule le Ferraillage de poutre libage selon RPA et CBA

Poutre libage	poutre	As (cm²)	A_{CBA}(cm²)	A_{RPA}(cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
PL1	travée	9,92	2,1	10,5	8HA14=12,31
	appuis	24,04	2,1	12,75	4HA20+8HA14=24,87
PL2	travée	3,39	2,55	12,75	6HA14+3HA12=12,82
	appuis	6,83	1,95	9,75	6HA16=12,06
PL3	travée	10,68	1,95	9,75	6HA16=12,06
	appuis	27,48	2,55	9,75	9HA20=28,27
PL4	travée	7,75	2,55	12,75	6HA14+3HA12=12,82
	appuis	16,98	2,55	12,75	6HA20=18,84
PL5	travée	3,39	2,55	12,75	6HA14+3HA12=12,82
	appuis	8,47	2,55	12,75	6HA20=18,84
PL5	travée	9,92	2,1	10,5	6HA16=12,06
	appuis	24,04	2,1	12,75	6HA20+3HA16=24,87

- **2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau 6-9 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL1	Travée	**12.31**	140 ,37	4,5	Oui
	Appui	**24.87**	291,79	7,2	Oui
PL2	Travée	**12.82**	69,22	4,02	Oui
	Appui	**12.06**	124,97	4,35	Oui
PL3	Travée	**12.06**	140,37	4,5	Oui
	Appui	**28.27**	291,79	7,5	Oui
PL4	Travée	**12.82**	140,37	4,5	Oui
	Appui	**18.84**	291,79	7,2	Oui
PL5	Travée	**12.82**	69,22	3,45	Oui
	Appui	**18.84**	124,97	6,4	Oui
PL6	Travée	**12.06**	140,37	4.5	Oui
	Appui	**24.87**	291,79	7.15	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes

B. <u>Armatures de peau:</u>

Puisque la poutre de libage à une grande hauteur 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.

$Ap=3*h_p$

Tableau 6-16 : les armatures de peau

	h_p (cm)	Ap (cm^2)	choisie
PL1	70	2,1	2HA12=2,266
PL2	85	2,55	3HA12=3,39
PL3	65	1,95	2HA12=2,26
PL4	85	2,55	3HA12=3,39
PL5	85	2,55	3HA12=3,39
PL6	70	2,1	2HA12=2,266

- **C Transversalement :**

Le calcul de ferraillage se fait comme le calcul d'une semelle isolée avec M=0

.

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

Tableau 6-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	284,44	0,141	3,33	6HA12= 6,78	10	15
PL2	213,74	0,085	3,33	8HA12= 9,04	10	15
PL3	284,44	0,150	3,33	6HA12=6,78	10	15
PL4	284,44	0,114	3,33	8HA12= 9,04	10	15
PL5	213,74	0,085	3,33	8HA12= 9,04	10	15
PL6	284,44	0,141	3,33	6HA12= 6,78	10	15

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations.

Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple.

VI.6.1. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S2'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².

On adopte une section de 30 x 40.

VI.6.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{3596,24}{15} = 239,74\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{2589,42}{15} = 172,62\ kN$$

Avec :

- ✓ N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- ✓ α=15: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.6.3.1. A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = 239,74 kN

Alors: $A_u = \frac{239,74x10^3}{348} = 6,88cm^2$

VI.6.3.2. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6{,}3cm^2$

Donc on adopte A=8HA12=9,04cm²

VI.6.3.3. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Fser =172,62 kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{172{,}62\ 10^3}{9{,}04} = 190{,}95MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202\ MPa \quad \text{(Condition vérifié)}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$$A_{min} = \frac{0{,}6b.h}{100} = \frac{0{,}6x30x40}{100} = 7{,}2cm^2$$ Donc on adopte A=8HA12=9,04 cm²

VI.6.3.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φ).

- **section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\ mm$$

On adopte $\varphi_t = 8\,mm$

At = 4ϕ8 = 201 mm²

- **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 18cm\right]$$

On adopte St = 15 cm.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , 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.

Enfin, notre objectif principal de l'ingénieur était 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

[1] introduction de mécanique du sol Dr bouafia Ali.

[2] Conception et calcul des structures de bâtiment Henry Thonier.

[3] béton armé .guide de calule.

[4] Formulaire BA. V.Davidovici

[5] Règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003

[6] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

[7] Charges permanentes et charges d'exploitation DTR8.C.22