REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie CIvil

Option : structures

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 A USAGE D'HABITATION CONTREVENTE PAR DES VOILES

Réalisé par :

BELATRECHE Anis

CHABANE Mohamed

SABOUR Radjaa noucieba

Promoteur :

Dr. DBIEB Farid

Co-Promoteur :

Mr.BENYAMINA Ismail

Proposé par:

B.E.T BENREKIA Nadjib

Promotion: juin 2012

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui nous a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

Nous adressons nos plus sincères remerciements et toute nos gratitudes, à :

Monsieur DEBIEB Farid notre promoteur et

BENYAMINA Ismail co-promoteur.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de MEDEA.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Vous qui m'avez amené a ce monde.

Vous qui avez su m'éduquer.

Vous qui avez su tant espérer.

D'un amour sur et attentionné vous m'avez élevé.

Et maintenant il est temps à moi de vous en remercier en vous dédiant ce travail qui est l'accomplissement de longues années d'études :

A vous mes chers parents qui m'avez soutenu tout au long de ma vie pour arriver là où je suis.

A mon frère Billal et ma sœur Mériéme qui ont été toujours derrière moi.

A mon frère Sidali ,ma belle-sœur Hiba et mes petits et bien aimé Abderahmén et Mériéme.

A ma sœur Nadjet, mon beau-frère Abdelkader.

A ma grand-mère que dieu la protège.

A ma famille au grand complet (oncles, tantes, cousins et cousines).

A mes binôme et sa famille (Bellatrache et Sabour) qui nous a toujours soutenus et encouragés.

Et bien sûr à mes amis avec qui je partage d'inoubliables souvenirs.

A mes amies de la promotion structures-2012 pour tous les moments vécus à leur cotés.

A tous ceux qui m'ont soutenue de près ou de loin en pensées et prière, Merci.

MOHAMED CHABANE

Dédicace

A la lumière de ma vie, aux prunelles de mes yeux à ma raison d'être, à vous qui m'avez appris à continuer de marcher vers la lumière nonobstant les aléas de la vie courante, A vous dont le ventre chaleureux a toujours été le seul refuge et sanctuaire, pour votre indulgence, clémence et bienveillance, vous dont l'inquiétude exagéré ne décelait que l'amour, A vous les personnes les plus dévouées.

Que dieu me vous protège. A vous chers parents

Je dédie ce modeste travail

A ma mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé.. Que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté. Puisse dieu te permettre de jouir du produit de ton effort.

A mon père, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour te remercier.

A mon grand-père que dieu le protège.

A ma famille au grand complet (oncles, tantes, cousins et cousines).

A Mon frère Amine pour les encouragements dont il m'a fait signe durant tout le cursus.

A ma sœur Karima, mon beau-frère Arafat et mes petits et bien aimé Dina, Mohamed, Meriem et Abdelrahime.

A mon frère Abdelghani, ma belle-sœur Nadhira et ma petite et bien aimé noor.

A mon frère Chemssedine , ma belle-sœur Hafida et mes petits et bien aimé Abdelfateh et Rania.

A mon frère Adel, ma belle-sœur Houria et ma petite et bien aimé maya.

A mes binôme et sa famille (Chabane et Sabour) qui nous a toujours soutenus et encouragé.

Et bien sûr à mes amis avec qui je partage d'inoubliables souvenirs.
A mes amies de la promotion structures-2012 pour tous les moments vécus a leur cotés.

A tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin en pensées et prière, Merci.

BELLATRECHE Anis

DEDICACES

C'est avec un très grand plaisir que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères et les plus respectées après mon DIEU :

- *A Mes très chers parents que dieu les gardes et préserves.*
- *A Mes très chers frères IMAD et HAITHEM.*
- *A Ma très chère sœur AFAK.*
- *A Mon fiancé ZAKARYA.*
- *A Mon grand-père que dieu le protège.*
- *A La mémoire de ma grand-mère.*
- *A Mes très chers cousins et cousines.*
- *A Ma famille au grand complet (oncles, tantes).*
- *A Tout mes amies.*
- *A Mes binômes CHABANE et BELLATRACH.*
- *A Tous mes camarades de la promotion de génie civil*
- *A Tous ceux qui m'ont soutenu de prés ou de loin en pensées et prière, MERCI.*

RADJAA

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات سبعة طوابق يعتزم إقامتها في بلدية قصر البخاري ولاية المدية المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم بالجدران مسلحة. وقد تم التصميم وفقا للقوانين والمعايير البناء المطبقة في الجزائر(RPA99version2003, CBA93).الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (Robobat 23.0) وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية وذلك باختيار قاعدة شاملة.

كلمات المفاتيح : خرسانة مسلحة , تدعيم بالجدران مسلحة ,دراسة ديناميكية, أعمدة , عارضات , جدران , قاعدة شاملة

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+7) qui sera implantée à kser el boukhari wilaya de Médéa, classée comme une zone à moyenne sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par des portiques contreventés par des voiles. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93,). L'étude dynamique a été faite à l'aide de logiciel de calcule ***ROBOBAT 23.0****. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure du bâtiment en adoptant un radier nervuré.*

Mots clés :*Béton armé, contreventé par des voiles , étude dynamique, poteaux, poutres, voiles. radier nervuré.*

Abstract

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with seven floors, which will be implanted in kser el boukhari wilaya of Médéa classed as a medium seismic zone. The resistance of the building is ensured by a braced by sails system. The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93). The dynamic analysis has been done by the use of ***ROBOBAT 23.0****. Finlay, The substructure has been analysed by calculating the ribbed strike .*

Key words: *Reinforced concrete, braced by sails, dynamic analysis, columns, beams, shells. ribbed strike .*

Sommaire

Résumé .....
Remerciements .....
Sommaire .....
Liste des tableaux .....
Liste des figures .....
Notations .....
Introduction générale .....

Chapitre I

I. Description de l'ouvrage.....01
I.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....01
I.1.1. Système de contreventement.....01
I.1.2. Planchers.....02
I.1.3. Maçonnerie.....02
I.1.4. L'acrotère.....02
I.1.5. Les escaliers.....02
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....04
I.2.1. Béton 04
I.2.2.Béton armé 05
I.2.3. Acier.....07
I.3. Principe de calcul C.B.A 93.....08
I.3.1. E.L.U de résistance.....09
I.3.2. E.L.S 11

Chapitre II

II.1. Introduction.....17
II.2. Prédimensionnement des planchers.....17
II.2.1. Plancher à corps creux 17
II.2.2. Les dalles pleines 18
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 18
II.3.1. Maçonnerie 19
II.3.2. Plancher terrasse 20

II.3.3. Plancher courant 21
II.3.4. Dalle pleine 22
II.4. Prédimensionnement des poutres 22
II.5. Prédimensionnement des poteaux 24
II.5.1.Choix du poteau le plus sollicité 25
II.5.2.Dimension des poteaux 25
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f 25
II.5.4. Calcul de l'effort Nu 26
II.5.5. Détermination des charges et surcharges 28
II.5.6. Descente des charges 28
II.5.7. Vérification selon le RPA99 version 2003 31
II.6. Pré dimensionnement des voiles 32

Chapitre III

III.1. Calcul de l'acrotère 33
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations 33
III.1.2. Détermination des efforts 33
III.1.3. Vérification de l'effort tranchant 34
III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme 34
III.2.Plancher corps creux 35
III.2.1. La dalle de compression 35
III.2.2.Les poutrelles 36
III.3. Les escaliers 52
III.3.1. Introduction 52
III.3.2. Evaluation des charges et surcharges 55
III.3.3. Détermination des efforts 56
III.3.3.1. Première volée 56
III.3.3.2. Deuxième volée 58
III.3.4. Ferraillage des escaliers 60
III.3.5. Calcul de la poutre palière 65
III.3.5.1. Pré dimensionnement 66
III.3.5.2. Evaluation des charges 67
III.3.5.3. Calcul des efforts 67
III.3.5.4. Ferraillage de la poutre palière 68
III.3.5.5. Vérifications 68

III.4. Calcul des dalles pleines.....71
III.4.1Principe de calcul 72
III.4.2.Calcul de ferraillage.....75
III.5. La dalle machine.....78
III.5.1.Prédimensionnement.....78
III.5.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitations.....79
III.5.3.Calcul des sollicitations.....80
III.5.4. Calcul du ferraillage 82
III.5.5. Vérifications 86

Chapitre IV

IV.1. Introduction 86
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 86
IV.2.1. Centre de masse 86
IV.2.2. Centre de torsion 88
IV.2.3. Excentricité 91
IV.2.3. 1.Excentricité théorique 91
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle 92
IV.2.3.3.Effets de la torsion accidentelle 92
IV.3. Choix de la méthode de calcul 93
IV.3.1.Introduction 93
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 93
IV.3.2.1. Principe 93
IV.3.2.2.Modélisation 94
IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul 94
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique 96
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes.....97
IV.4.2.Vérification de participation massique 97
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....98
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement 101
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....102
IV.4.4.2.Moment de renversement 105
IV.4.4.3.Moment stabilisant.....105
IV.4.5.Vérification des déplacements 106
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 108

Chapitre V

V.1.Introduction……110
V.2.Ferraillage des poutres ……110
V.2.1.Introduction ……110
V.2.2. Recommandation du RPA99 ……111
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service ……113
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93……114
V.2.5.Calcul des armatures transversales ……115
V.2.6. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants……116
V.2.7.Vérification de la flèche ……117
V.3.Ferraillage des poteaux ……118
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales……119
V.3.2.Détermination des armatures transversales……124
V.4.Ferraillage des voiles ……131
V.4.1.Les voiles pleins ……131
V.4.2.Les voiles avec files d'ouverture ……131
V.4.3.Méthode de calcul……132
V.4.4.Recommandations réglementaires ……134
V.4.5.Armatures verticales et horizontales……137

Chapitre VI

VI.1Introduction ……145
VI.2. Type de fondation ……145
VI.3. Connaissance du lieu & du sol……145
VI.4. Choix du type de fondation……146
VI.4.1.Calcul des surfaces revenant aux semelles……146
VI.4.2. calcul du radier ……147
VI.4.2.1.Dimensionnement du radier……147
VI.4.2.2.Ferraillage du radier……148
a. Les panneaux du radier ……148
b. Les nervures……151
b.1.Dimensionnement……151
b.1.1.Condition forfaitaire……151
b.1.2.Condition de la longueur élastique……152

b.1.3.Evaluation des charges……152
b.1.4.Calcul des moments……153
b.1.5.Calcul du ferraillage……153
c.Calcul de debord du radier……155
conclusion générale……
Bibliographie……

FIGURES **TITRE** **PAGE**

Figure I-1 :Représentation d'un escalier 03
FigureI-2 :Eprouvette(16x32).....07
Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation du béton.....09
Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....10
Figure I-5 : Façade principale.....12
Figure I-6 : Façade postérieur.....13
Figure I-7 : Plan R .D.C 14
Figure I-8 : Plan étage courant.....15
Figure I-9 : Plan Terrasse 16
Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux.....17
Figure II-2: Dimensions du corps creux.....17
Figure II-3: Simple et double cloisons.....19
Figure II-4 : composants d'un plancher terrasse.....20
Figure II-5 : composants d'un plancher courant.....21
Figure II-6 : Dimensionnement de la poutre.....22
Figure II-7 : Section réduite du poteau.....27
Figure. II-8: représentation du poteau le plus sollicité.....28
Figure II-9 : les poutres principales et les poutres secondaires.....31
Figure II- 10 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....32
Figure III-1 : L'acrotère.....33
Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère.....34
Figure III-3 : disposition constructive des armatures de la table de compression.....36
Figure III-4 : schématisation de la poutrelle avant coulage.....37
Figure III-5 : La bonne disposition des étaiements.....38
Figure III-6 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU).....42
Figure III-7 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELS).....42
Figure III-8 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU).....43
Figure III-9 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS).....44
Figure III-10 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELU).....45
Figure III-11 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELS).....45
Figure III-12 : Différents efforts dans la poutrelle à neuf travées (ELU).....47
Figure III-13 : Différents efforts dans la poutrelle à neuf travées (ELS).....47

Figure III-14: les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)……..48
Figure III-15 : ferraillage des poutrelles en appui (à gauche),
en travée (à droite)…… 52
Figure III-16 : Schéma statique de l'escalier……..53
Figure III-17: Diagramme du moment et de l'efforts tranchant à l'E.L.U……..56
Figure III-18 Diagramme du moment et de l'efforts tranchant à l'E.L.S……57
Figure III-19: Diagramme du moment et de l'efforts tranchant à l'E.L.U……58
Figure III-20: Diagramme du moment et de l'efforts tranchant à l'E.L.S……59
Figure III-21 : Dimensionnement de la poutre palière……..66
Figure III-22: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)……..67
Figure III-23: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)……..68
Figure III-24 : ferraillage de la poutre palière ……..71
Figure III-25: disposition de la dalle pleine……..72
Figure III-26 : Dalle pleine……73
Figure III-27 : Dimensions de la dalle machine……78
Figure III-28 : Déférentes charges agissantes sur la dalle……79
Figure III-29 : Les lignes de rupture……81
Figure III-30 : la vérification de non poinçonnement……85
Figure IV-1 : disposition des voiles ……87
Figure IV-2 : Inerties des voiles et des poteaux……90
Figure IV-3 : Spectre de réponse……96
Figure IV-4 : Le comportement des trois premiers modes ……97
Figure IV-5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……101
Figure IV-6 : Distribution des forces sismiques……102
Figure IV-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……103
Figure IV-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……104
Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres……112
Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales ……118
Figure V-3 : Ferraillages des poutres secondaires ……118
Figure V-4 : définition de la zone nodale dans les poteaux……119
Figure V-5 : Disposition des armatures dans les poteaux……129
Figure V-6 : Ferraillage des poteaux (45×45)R.D.C & 1er étage……130

Figure V-7 : Ferraillage des poteaux (40×40)2éme étage.....130
Figure V-8 : Ferraillage des poteaux (40×40)3éme étage.....130
Figure V-9: Ferraillage des poteaux (35×35)4éme & 5éme étage.....131
Figure V-10 : Ferraillage des poteaux (30×30)6éme & 7éme étage.....131
Figure V-11: Diagramme des contraintes (SPC).....133
Figure V-12 : Diagramme des contraintes (SET).....133
Figure V-13 : Diagramme des contraintes (SEC).....134
Figure V-14 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....137
Figure V-15 : Disposition des armatures transversales (épingle).....139
Figure V-16 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.....142
Figure V-17: Schéma du ferraillage du linteaux (sens longitudinales).....144
Figure VI-1 : Schémas d'un radier nervuré 147
Figure VI-2 : Schéma statique du déborde de radier 155

TABLEAU **TITRE** **PAGE**

Tableau II-1 : charge permanent du mur simple cloison……19

Tableau II-2 : charge permanent du mur double cloison ……19

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse……20

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant……21

Tableau II-5 : Charge permanente terrasse accessible ……22

Tableau II-6 : prédimensionnement des poutres……23

Tableau II-7 : prédimensionnement des poteaux……25

Tableau II-8 : détermination de la longueur de flambement ……26

Tableau II-9: calcule de $\overline{N}_u$ ……27

Tableau II-10 : Tableau des charges permanentes……29

Tableau II-11 : Tableau des surcharges d'exploitation……30

Tableau II-12 : Tableau de vérification……30

Tableau II-13 : vérifications de coffrage des poteaux……31

Tableau II-14 : vérification aux zones nodales……31

Tableau III-1 : Les charges permanente et d'exploitation……33

Tableau III-2 : Les efforts à l'E.L.U et à l'E.L.S……33

Tableau III-3 : les charges de la poutrelle avant collage ……37

Tableau III-4 : Calcul des moments……37

Tableau III-5 : Calcul des étaiements……38

Tableau III-6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage ……40

Tableau III-7 : Méthode de CAQUOT ……40

Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) …… 42

Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……42

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)……43

Tableau III-11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)……43

Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU).....44

Tableau III-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS).....45

Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU).....46

Tableau III-15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS).....46

Tableau III-16: Récapitulations des efforts internes 47

Tableau III-17 : calcul de ferraillage et vérification à l'E.L.S 49

Tableau III-18 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.....49

Tableau III-19 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.....50

Tableau III-20 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....52

Tableau III-21 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.....55

Tableau III-22 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.....55

Tableau III-23 : Combinaison des charges de l'escalier.....56

Tableau III-24 : calcul de ferraillage et vérification à l'E.L.S 60

Tableau III-25 : Ferraillage longitudinaux des escaliers.....60

Tableau III-26 : : calcul de ferraillage et vérification à l'E.L.S 61

Tableau III-27 : : Ferraillage longitudinaux des escaliers 61

Tableau III-28 : Les armatures de répartition.....62

Tableau III-29 : Vérification de l'espacement.....63

Tableau III-30 : Vérification de la flèche de l'escalier.....65

Tableau III-31 : prédimensionnement de la poutre palière.....66

Tableau III-32 : Les efforts agissants sur une poutre palière 67

Tableau III-33 : les caractéristiques de la poutre palière.....68

Tableau III-34 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.....68

Tableau III-35 : Vérification à l'E.L.S 70

Tableau III-36 : Travail externe.....74

Tableau III-37 : Travail interne……74

Tableau III-38 : Calcul des sections d'acier de la dalle……76

Tableau III-39 : Vérification des contraintes……77

Tableau III-40 : Vérification de cisaillement……78

Tableau III-41 : Les charges concentrées ……80

Tableau III-42 : Détermination des chargements de la dalle machine ……80

Tableau III-43: Calcul des sections d'acier de la dalle……83

Tableau III-44 : Vérification à l'E.L.S……84

Tableau IV-1 : Calcul du centre de masse……88

Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion……91

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique……91

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle……92

Tableau IV-5 : Calcul de l'excentricité totale……93

Tableau IV-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc ……95

Tableau IV-7: Coefficient de participation massique……98

Tableau IV-8 : Calcul de la force sismique (M.S.E)……100

Tableau IV-9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……100

Tableau IV-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……100

Tableau IV-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……103

Tableau IV-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……104

Tableau IV-13 : calcul du moment de renversement……105

Tableau IV-14 : calcul du moment stabilisant……105

Tableau IV-15 : Vérification de stabilisation……106

Tableau IV-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……107

Tableau IV-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y……108

Tableau IV-18: Vérification l'effet P-Δ sens X……109

Tableau IV-19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……109

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……112

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……113

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……113

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……114

Tableau V-5 : vérification des poutres principales selon la condition CBA ……114

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA……114

Tableau V-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA……115

Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA……115

Tableau V-9 : Calcul des armatures transversales et leur espacement……116

Tableau V-10 : Calcul de $\bar{\tau}u$……116

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…..117

Tableau V-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires….117

Tableau V-13 : Vérification de la flèche des poutres……117

Tableau V-14 : corrections des moments dans les poteaux ……122

Tableau V-15: vérification des armatures à ELS des poteaux……124

Tableau V-16 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……126

Tableau V-17 : les armatures transversales et leurs espacements……128

Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……128

Tableau V-19 : Armatures verticales dans les voiles pleins ……138

Tableau V-20: calcul des armatures horizontales dans les voiles pleins……139

Tableau V-21 : calcul des armatures verticales dans les trumeau……140

Tableau V-22 : calcul des armatures horizontales dans les trumeau……140

Tableau V-23 : Calcul des armatures dans les linteaux……143

Tableau V-24: calcul des armatures horizontales ……143

Tableau VI-1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier……150

Tableau VI-2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS……150

Tableau VI-3 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure……..154
Tableau VI-4 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS……..154
Tableau VI-5 : Calcul à l'ELU du déborde du radier……156
Tableau VI-6 : Calcul à l'ELS du déborde du radier……156
Tableau VI-7 : Valeur de α……157

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
C_d : coefficient dynamique.
K_t : coefficient de terrain.
Z_0 : paramètre de rugosité.
Z_{min} : hauteur minimale.
C_e : coefficient d'exposition au vent.
C_r : est le coefficient de rugosité.
$C_{pe,10}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
$C_{pe,1}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
C_{pi} : coefficient de pression intérieur.
C_p : coefficient de pression de vent.
W : Pression nette exercée sur l'élément

q_j : la pression due au vent
R : force résultante
F_w : la résultante des forces horizontales
F_u : une force de soulèvement.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.
c_t : coefficient de topographie
q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.
q_{dyn} : coefficient de pression dynamique

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
ε : Coefficient (calcul de C_d)
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.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et d'économie imposées par les coûts croissants des matériaux de construction.

En revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Comme elle doit résister à tous événements et actions susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

Cependant, le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant: RDC + 7 Etages qui sera implanté à Médéa. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB 93 et RPA 99). Nous présentons ce travail en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation générale de notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa construction, le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement de la structure en béton armé, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires, le quatrième chapitre s'attache à l'étude dynamique du bâtiment qui a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel Robobat 23.0 et le cinquième chapitre présente le ferraillage de l'ossature de la superstructure. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol et nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Description de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, on va étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en béton armé, à usage d'habitation. (Voir plans ci-après)

Ce dernier, nous a été confié par le bureau d'étude technique BENREKIA NADJIB, implantés à « KSER EL BOUKHARI » wilaya de Médéa, cette région est classée par le RPA 99 version 2003 en zone de sismicité moyenne IIa. Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

L'ouvrage étudié est constitué d'un bloc d'une forme de I comportant un RDC et sept étages.

I.1. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

- Dimensions en plans

Longueur $L_0 = 31.12m$

Largeur $L_1 = 16.57m$

- Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment: H=28.32 m

Hauteur de RDC:…… $h_r=3.06m$

Hauteur de l'étage courant: h =3.06m

I.1.1. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement assuré par des portiques contreventés par des voiles 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 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 80 % de l'effort tranchant d'étage.

I.1.2. Planchers

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

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

- Le plancher à corps creux

- Le plancher à dalle pleine

Nous avons (2) deux types 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.

I.1.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) :
  Double cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm ou 10 cm

- **Murs intérieurs** (simple cloison) :en brique creuse de 10 cm.

I.1.4. 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.1.5 Escalier

Un escalier est une suite de plans horizontaux, 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.

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

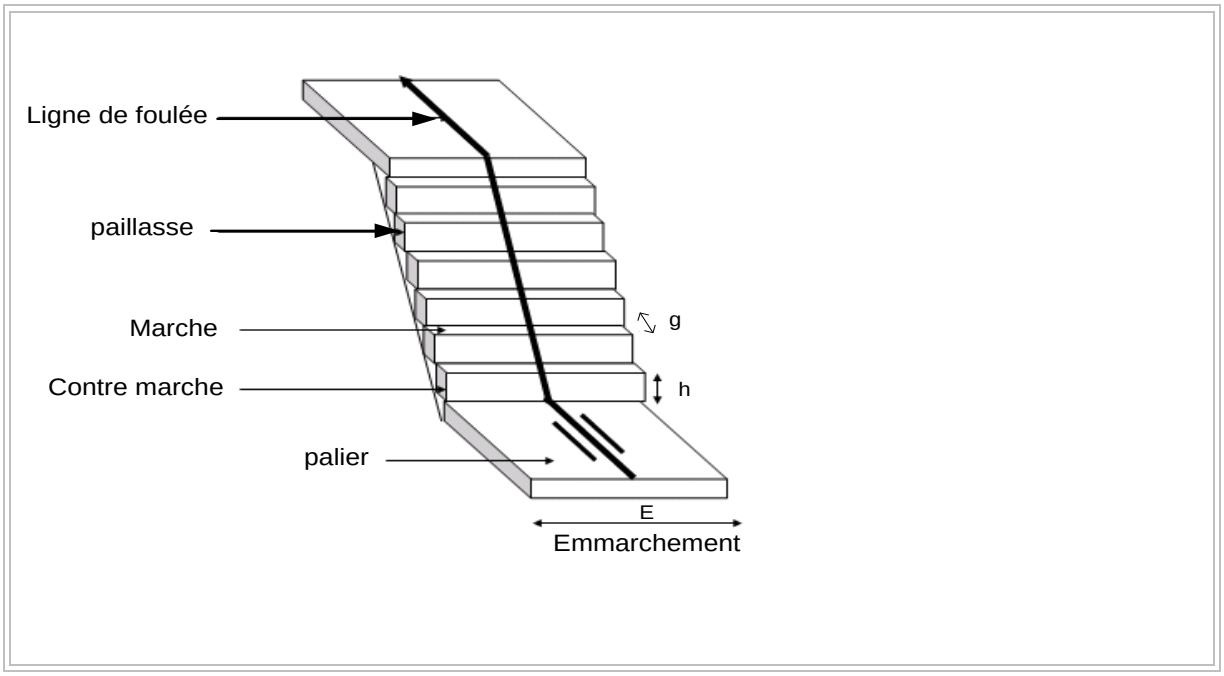


Figure I-1 : Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.

- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

Il existe un seul type d'escalier dans notre bâtiment .il s'agit d'un escalier à trois volées à partir du RDC jusqu'à le dernier étage.

I.2. Caractéristiques 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.2.1 Béton

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

I.2.1.a Caractéristique du béton

Les caractéristiques recherchées du béton sont :

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

I.2.1.b Le ciment

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé **(CPJ32.5).**

I.2.1.c Les granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (8/15** et **15/25)**

I.2.1.d L'eau de gâchage

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

I.2.1.e Dosage du béton

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

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

On retiendra que, pour **1 m^3** de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 5 mm) et 1100 à 1200 kg de gravi, ses proportions varient dans les faibles proportions avec la qualité du béton recherchée et les qualités des agrégats utilisés.

I.2.2 Béton armé

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

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

I.2.2.a Résistance du béton armé

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

I.2.2.b 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).

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

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa \qquad [3]$$

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

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.2.2.c 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:

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

I.2.2.d 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).

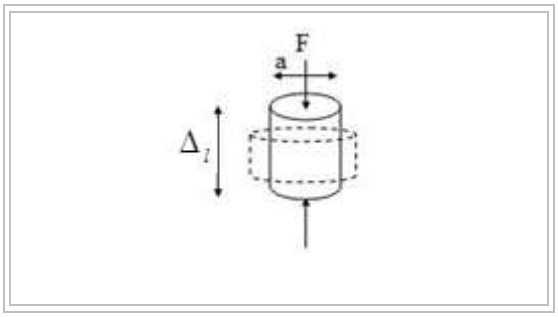


Figure I.2: Eprouvette (16×32)

I.2.2.e Module de déformation longitudinale

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

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

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

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

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

I.2.3 Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très

considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.2.3.a. Types d'acier

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

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

I.2.3.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

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

$[E_s = 2.10^5 MPa]$. Art.2.2.1 [1]

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.3. 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.3.1. E.L.U de résistance

a. Contrainte du béton en compression

Le diagramme contrainte déformation du béton (parabole-rectangle) est constitué d'un arc de parabole depuis l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées ε_{bc} =2‰ prolongé par un palier d'ordonnée :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [1]$$

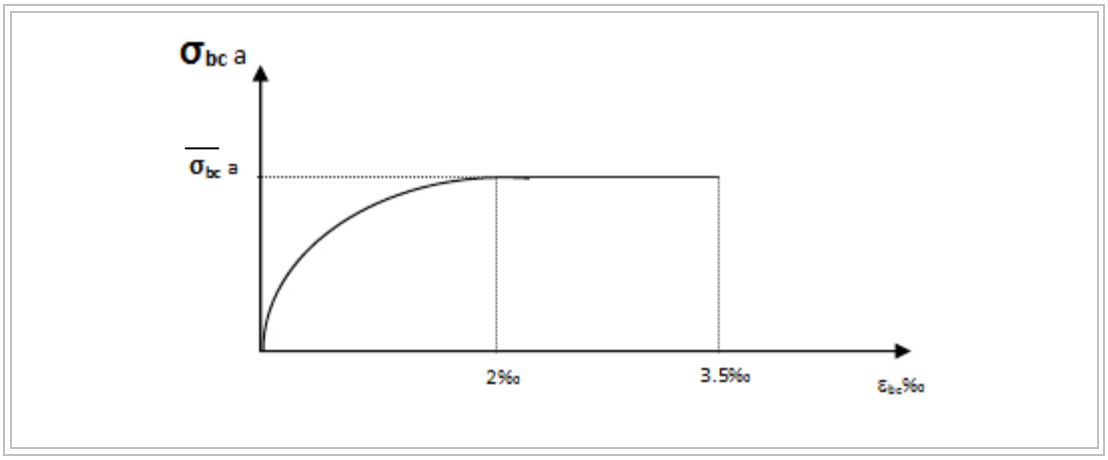


Figure I.3: Diagramme contrainte déformation du béton [5]

Avec γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une situation durable ;

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

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

b. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ MPa\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ MPa\right)$ [1]

c. Contrainte limite de l'acier

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

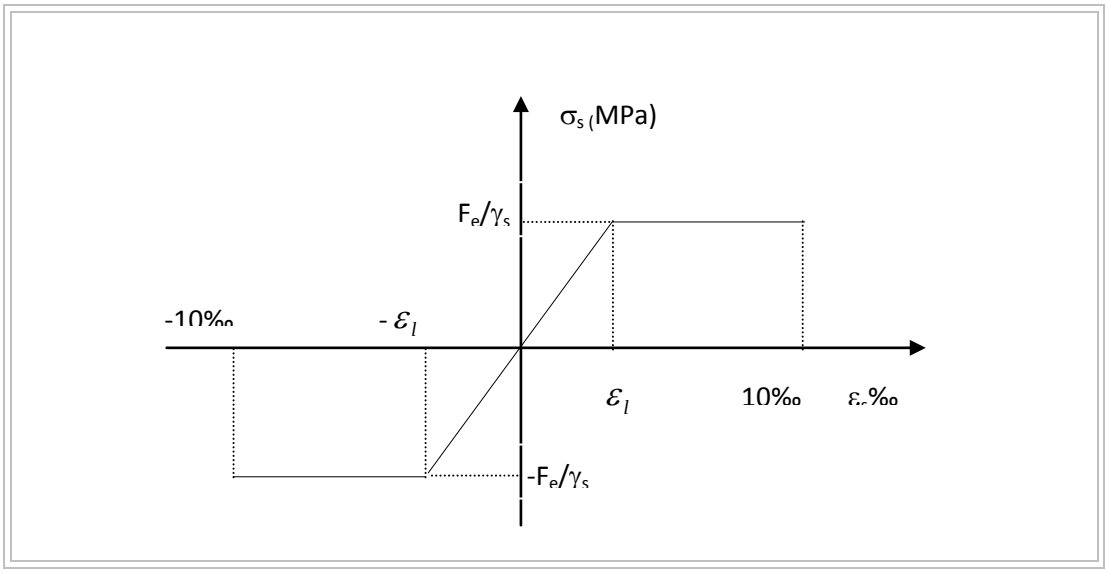


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier [5]

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

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

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.3.2. A l'E.L.S

a. E.L.S de compression de béton

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1]

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

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier

Contrainte limite de l'acier

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

Avec

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.4. Conclusion

Pour notre projet, les valeurs standard a utilisé sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$ $E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$ $E_{v28} = 10819 MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} : \textit{situation durable} \\ 18.48\text{MPa} : \textit{situation accidentel le} \end{cases}$$

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

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

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

*FeE*235, $fe = 235 MPa$: Pour les armatures transversales.

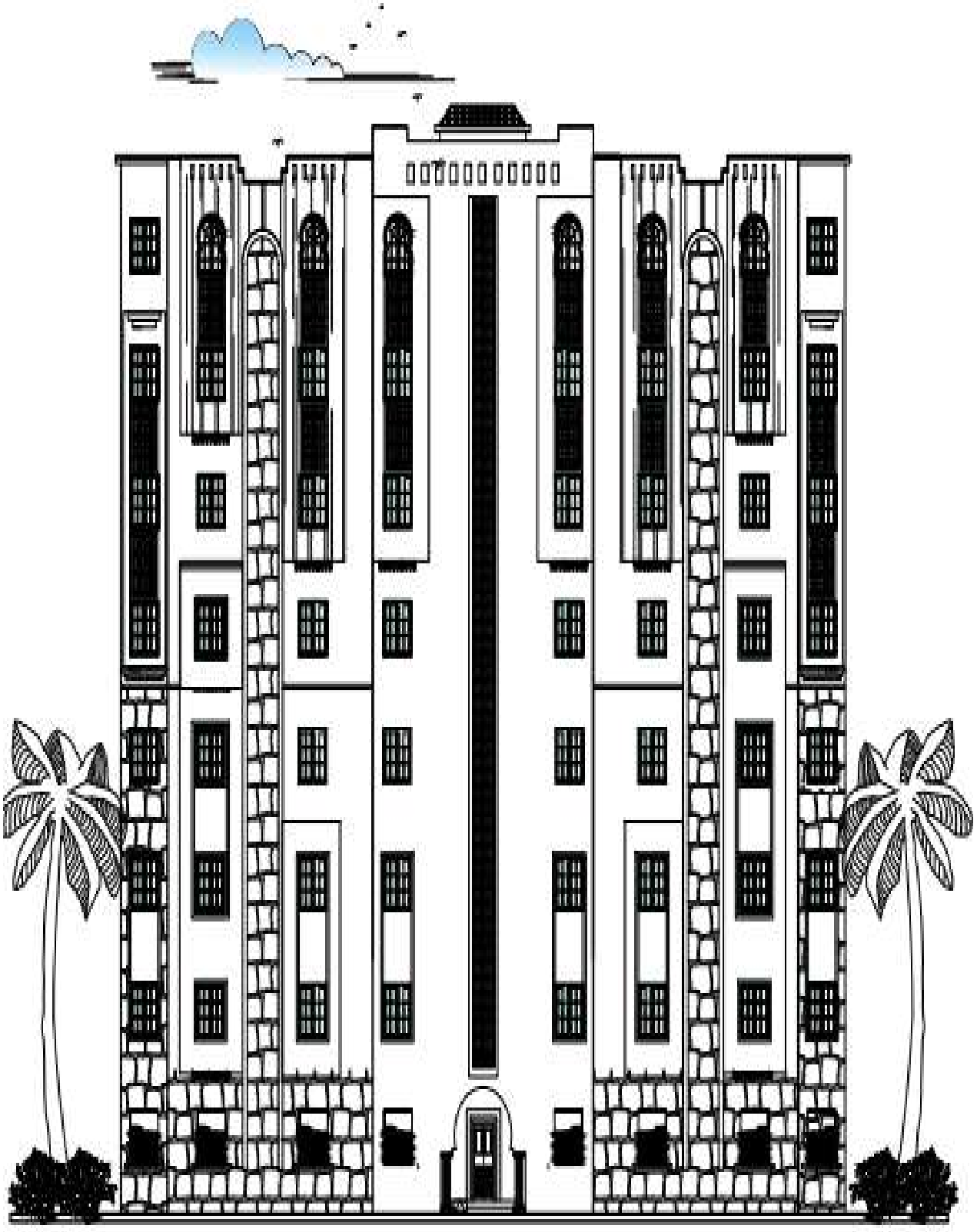


Figure I-5 : Façade Principale

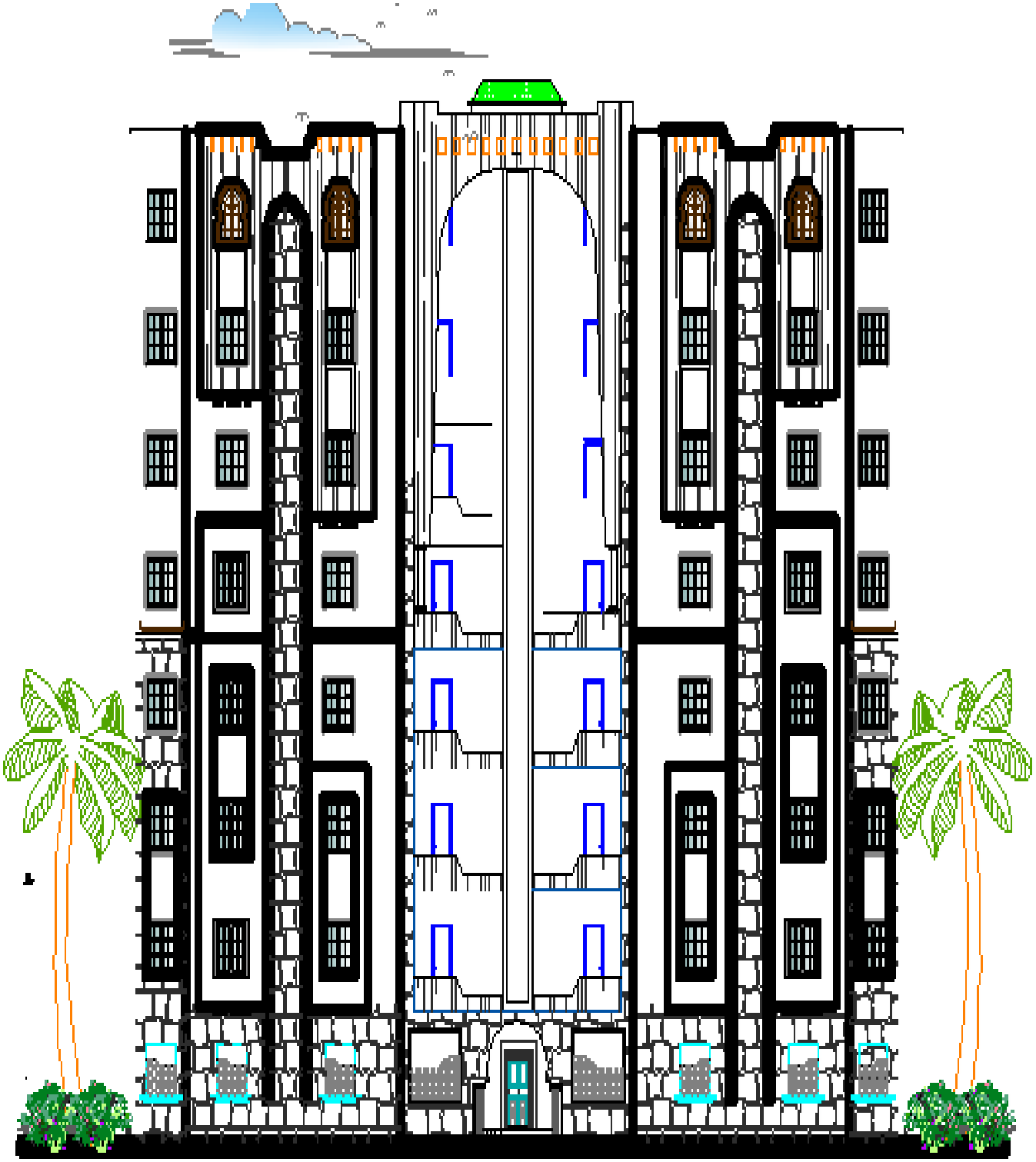


Figure I-6 : Façade postérieure

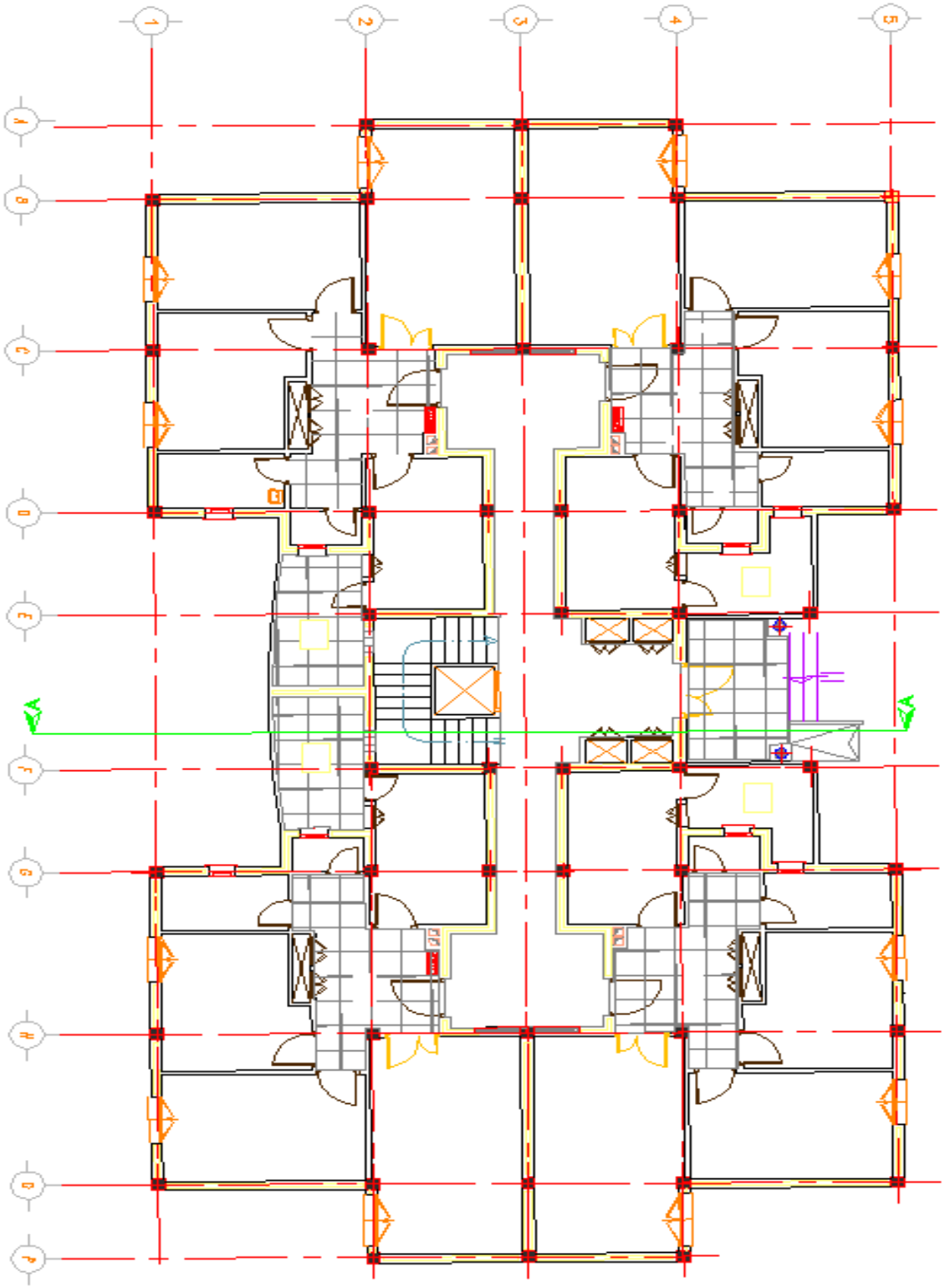


Figure I-7 : Plan R.D.C

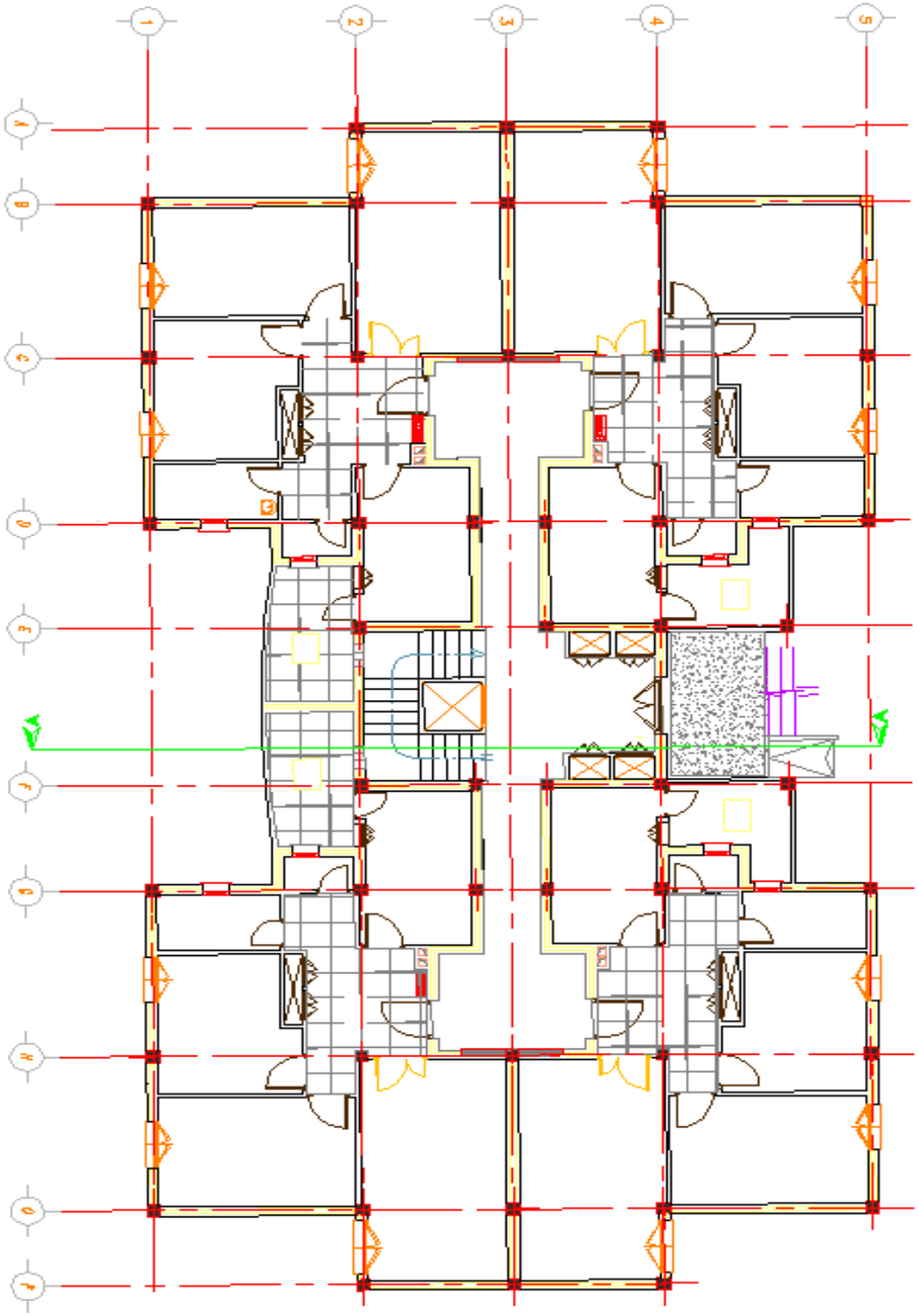


Figure I-8: Plan d'étage courant

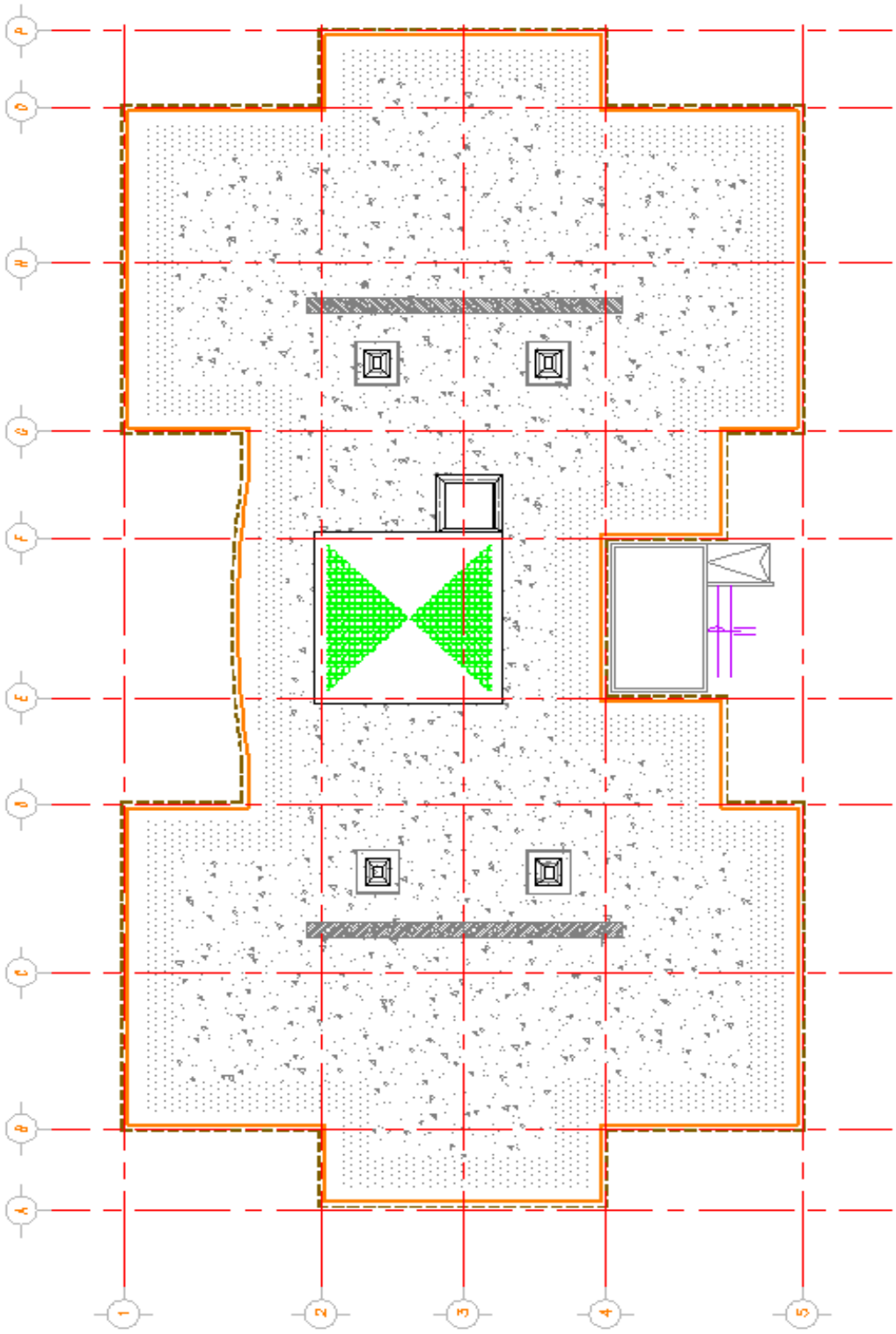


Figure I-9 : Plan Terrasse

Chapitre II

Prédimensionnement

II.1. Introduction

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

II. 2. Prédimensionnement des planchers

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II. 2.1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de la fourchette suivante:

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus d'appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.40 m.
  - $440/20 \geq ht \geq 440/25 \Rightarrow 22\ cm \geq ht \geq 17.6\ cm.$

On choisit : h_t = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16 +4)

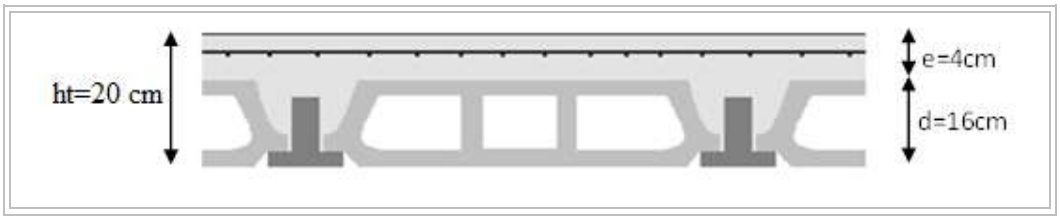


Figure II -1 : dimensionnement de plancher à corps creux

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

- $ht \geq 16\ cm$

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

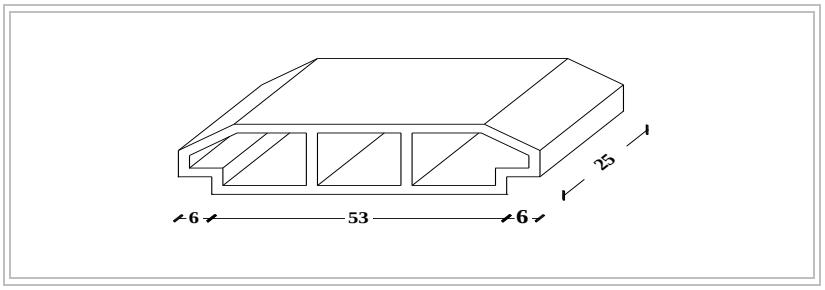


Figure II -2 : Dimensions du corps creux

II. 2.2. Les dalles pleines

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a. Critère de résistance [1]

— dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$(L_x/50)$ (ep $((L_x/40)$

— dalle reposant sur deux appuis :

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

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus.

b. Sécurité contre l'incendie [1]

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

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

c. condition d'isolation acoustique [1]

ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance $420/50 \le ep \le 420/40 \Rightarrow 8.4 \le ep \le 10.5$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p}$ **= 15 cm**

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

Les charges sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanente et d'exploitation).

II.3.1. Maçonnerie

Les charges permanentes due au maçonnerie (simple ou double cloison) sont comme suit :

a. Murs intérieurs (simple cloison)

Sont des murs à simple cloison qui ont le but de séparation intérieur.

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple cloison

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

b. Murs extérieurs (double cloison)

Sont des murs à cloison doublé qui le but de séparation avec l'extérieur ou les endroits humidifié (cuisine, salle de bain).

Tableau II-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	0.05	—	—
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

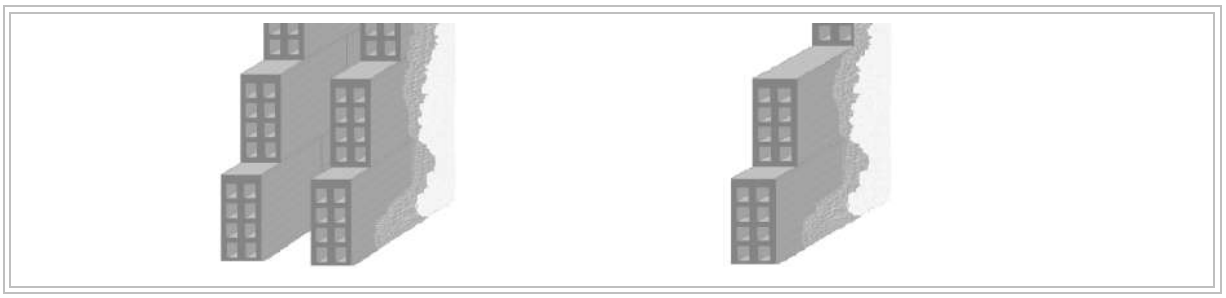


Figure II-3: Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse à corps creux

a. Charges permanentes

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher-terrasse

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

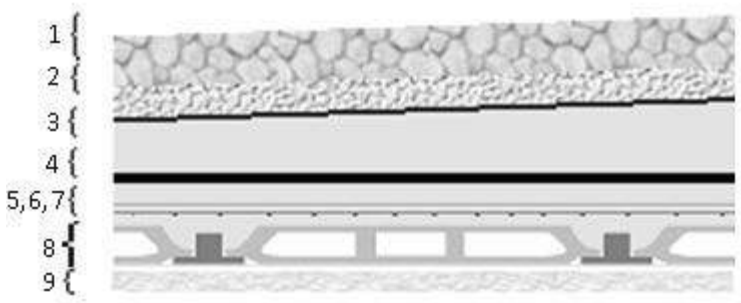


Tableau II-4 : composants d'un plancher terrasse

b. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible Q = 1 kN/m^2.

II.3.3. Plancher courant à corps creux

a. Charges permanentes

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m$^{2)}$
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Plancher corps creux	0.16 +0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6. 00**

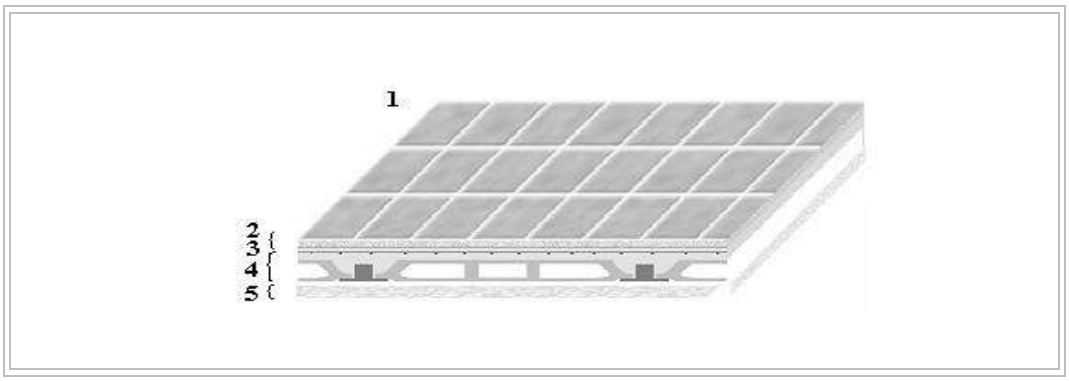


Figure II-5 : Composants d'un plancher courant

b. charges d'exploitation [3]

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

II.3.4. Dalle pleine

Terrasse accessible

Tableau II-5 : Charge permanente terrasse accessible

	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
5	Papier Kraft	—	0.05
6	Forme de pente	0.09	1.98
7	Film polyane	—	0.01
8	Liège (isolant	0.04	0.16
9	Pare-vapeur	0.01	0.02
10	Dalle pleine	0.15	3.75
11	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**7.83**

II.4. Prédimensionnement des poutres

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

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

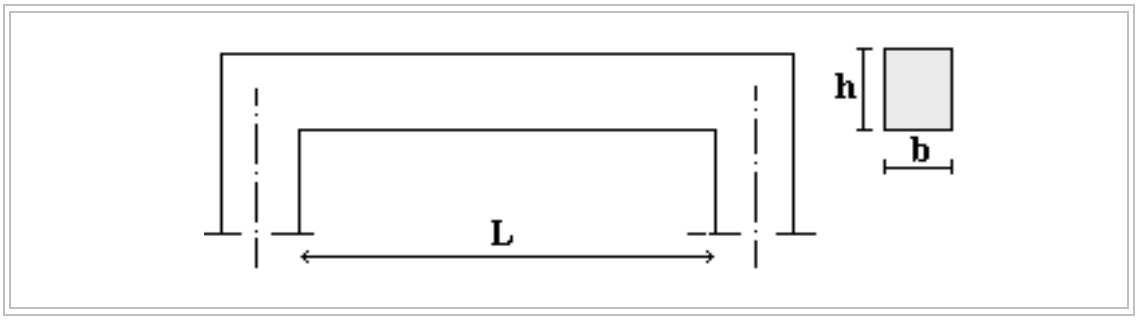


Figure II-6 : Dimensionnement de la poutre

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

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- $L/15 \leq h \leq L/10$ [1]
- $0.3\ h \leq b \leq 0.7\ h$

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

- $h \geq 30$ cm
- $b \geq 20$ cm [2]
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour le bloc.

Tableau II-6 : prédimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.40 m ⇒ 29.46 cm ≤ h ≤44.2 cm on adopte h = **40** cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤28 cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 4.11m ⇒ 27.4 cm ≤h≤41.1cm on adopte h = **30** cm ⇒10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = **25** cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.090) = (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.072) = (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **40** cm ; b = **30** cm	h = **30** cm ; b = **25** cm

Condition de la flèche

Si L ≤ 5 m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$ **[1]**

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

L=4.42 <5 m $\Rightarrow f_{\text{limite}} = \frac{L}{500}$ =0.88 cm

Plancher-terrasse

— Poids propre de la poutre : G_p = 0.3 x 0.40 x 25 = 3 KN/ml.

— Poids propre du plancher-terrasse : $G_{plancher}$ = 6.19 x (4.2 - 0.3) = 24.141KN/ml.

— $Q_{plancher}$ = 1.00 x (4.2) = 4.2 KN/ml.

Poids total : $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 31.341 KN/ml.

Plancher courant

— Poids propre du plancher courant : $G_{plancher}$ = 6 x (4.2 - 0.3) = 23.4 KN/ml.

— $Q_{plancher}$ = 1.5 x (4.2)= 6.3 KN/ml.

Poids total : $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 32.7 KN/ml.

Alors :

on prend P_{tot}, max=32.7 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{PL^4}{384\,E\,I}$$

$F \leq F_{limite}$

F = 12x5x32.7 x $(4.42)^4$/(384x32164.2x 0.3x $(0.4)^3$)

F = 0.31 cm < F_{limite}= 0.88 cm (C.V)

Conclusion

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 40) cm2

II.5. Prédimensionnement des poteaux

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

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est (C-4).

II.5.2. Dimensions des poteaux

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

- ✓ Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm

Tableau II-7 : prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		7	6	5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	b_1 (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45
	h_1 (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f

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

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

Avec L_0 = 3.06 m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II-8 : détermination de la longueur de flambement

	Dimension de poteau	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
7 eme étage	30 x30	$0.7L_0$	0.086	25.15
6 eme étage	30 x30	$0.7L_0$	0.086	25.15
5 eme étage	35 x35	$0.7L_0$	0.101	21.41
4 eme étage	35 x35	$0.7L_0$	0.101	21.41
3 eme étage	40 x40	$0.7L_0$	0.115	18.80
2 eme étage	40 x40	$0.7L_0$	0.115	18.80
1 ere étage	45 x45	$0.7L_0$	0.129	16.76
Le RDC	45 x45	$0.7L_0$	0.129	16.76

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

L'effort normal admissible est :

✓ : $$\mathbf{N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha} \qquad [1]$$

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

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

(: coefficient en fonction de l'élancement mécanique **(**qui prend les valeurs suivantes :

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

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

$L_f = 0.7\ L0$ **:** C'est la longueur de flambement.

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

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

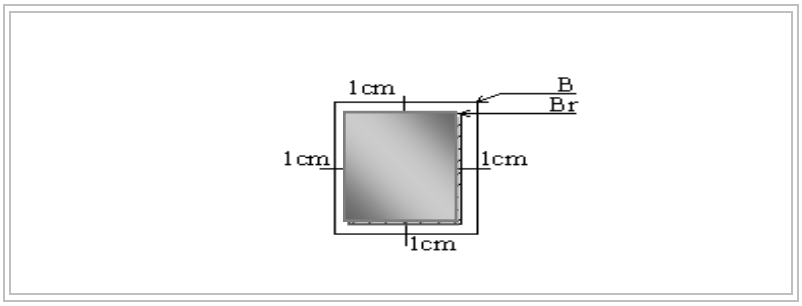


Figure II-7 : Section réduite du poteau

Tableau II-9 : calcule de $\bar{N}_u$

	Dimension (cm×cm)	Br (mm)	λ	α	As (mm)	$\bar{N}_u$ (kN)
le 7eme étage	30 x30	78400	25.15	0.770	90	**2539.437**
le 6eme étage	30 x30	78400	25.15	0.770	90	**2539.437**
Le 5eme étage	35 x35	108900	21.41	0.790	122.5	**3618.285**
le 4eme étage	35 x35	108900	21.41	0.790	122.5	**3618.285**
le 3eme étage	40 x40	144400	18.80	0.803	160	**4876.072**
le 2eme étage	40 x40	144400	18.80	0.803	160	**4876.072**
le 1er étage	45 x45	184900	16.76	0.812	202.5	**6312.976**
RDC	45 x45	184900	16.76	0.812	202.5	**6312.976**

II.5.5. Détermination des charges et surcharges

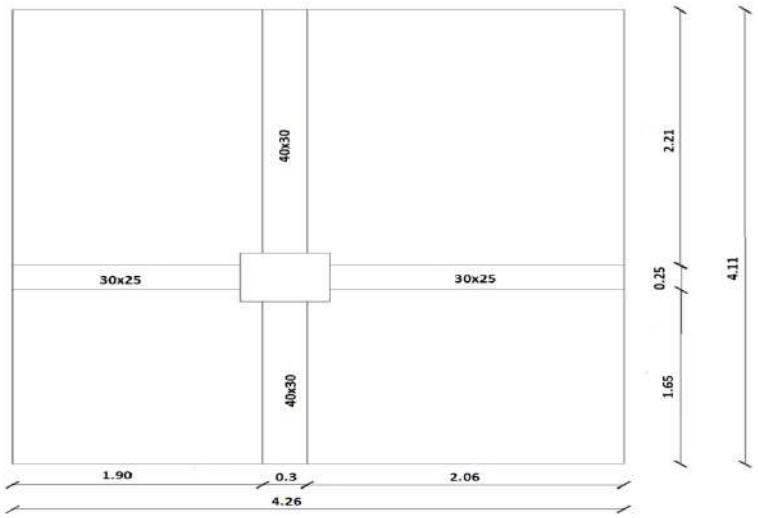


Figure II-8 : représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau :

  S_p=(1.90 +2.06) x (1.65 +2.21) $\Rightarrow S_p$=15.28m^2

- Surface totale :

  S_t=4.26x4.11 $\Rightarrow$ St=17.50m^2

II.5.6. Descente des charges

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

a. Charges permanentes

Tableau II-10 : Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
7ème	94.5832	6.885	19.005	120.4732	120.473
6ème	91.68	6.885	19.005	117.57	238.043
5ème	91.68	9.371	19.005	120.056	358.099
4ème	91.68	9.371	19.005	120.056	478.155
3ème	91.68	12.240	19.005	122.925	601.080
2ème	91.68	12.240	19.005	122.925	724.005
1er	91.68	15.491	19.005	126.176	850.181
RDC	91.68	15.491	19.005	126.176	976.357

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.

➢ $$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n) \qquad [3]$$

Avec :

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

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

Tableau II-11 : Tableau des surcharges d'exploitation

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
7eme étage	Q0	17.50		17.50
6eme étage	Q1	26.25	1	43.75
5eme étage	Q2	26.25	0.95	68.68
4eme étage	Q3	26.25	0.90	90.99
3eme étage	Q4	26.25	0.85	113.30
2eme étage	Q5	26.25	0.80	134.30
1er étage	Q6	26.25	0.75	153.98
RDC	Q7	26.25	0.714	172.72

Effort normal de résistance

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \overline{\mathbf{N}}_{\mathbf{u}} = \mathbf{N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases} \quad [1]$$

Tableau II-12 : Tableau de vérification

niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	1.1 N_u (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
7eme étage	120.473	15.930	186.534	205.187	**2539.437**	**OUI**
6eme étage	238.043	39.825	381.096	419.205	**2539.437**	**OUI**
5eme étage	358.099	62.525	577.221	634.943	**3618.285**	**OUI**
4eme étage	478.155	84.031	771.556	848.711	**3618.285**	**OUI**
3eme étage	601.080	104.342	967.971	1064.768	**4876.72**	**OUI**
2eme étage	724.005	123.458	1162.594	1278.853	**4876.72**	**OUI**
1er étage	850.181	141.379	1359.813	1495.794	**6312.976**	**OUI**
RDC	976.357	158.440	1555.742	1711.316	**6312.976**	**OUI**

II.5.7. Vérification selon le RPA99 v 2003

D'après le RPA99 v 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II-13 : Vérifications de coffrage des poteaux

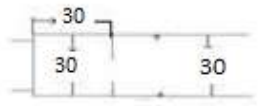
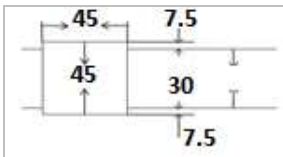
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30cm= (he/20) = (3.06 - 0.45)/20=13.05cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**Oui**

II.5.8. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$ $\quad$ $d \leq Max\ (b1/2\ ;\ h_1/2$

Tableau II-14 vérifications aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2 ; h_1/2)	d ≤ Max (b1/2 ; h_1/2)
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

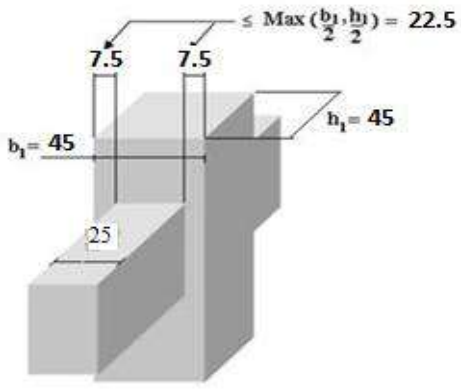


Figure II-9 : les poutres principales et les poutres secondaires

II.6. Prédimensionnement des voiles

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

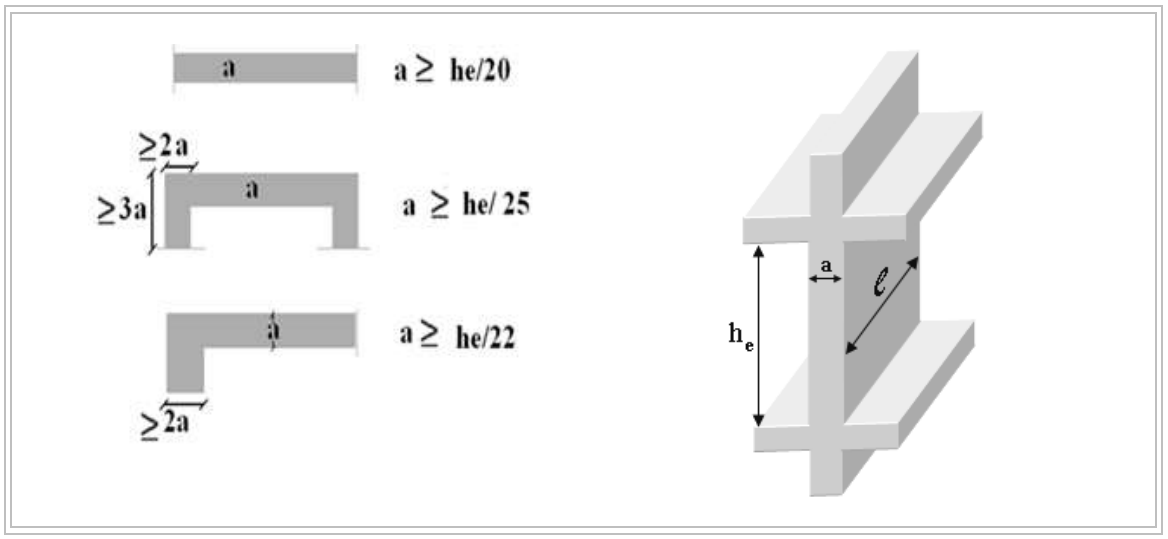


Figure II - 10 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- h_e= 3.06-0.45=2.61m.
- a ≥ MAX (15 cm ; he/25 ; he/22 ; he/20)

  a ≥MAX (15 cm ; 10.44 cm ;11.86 m ;13.05 cm)

  a ≥15 cm

On adopte a =15 cm

Remarque

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

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. 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 sujet aux intempéries.

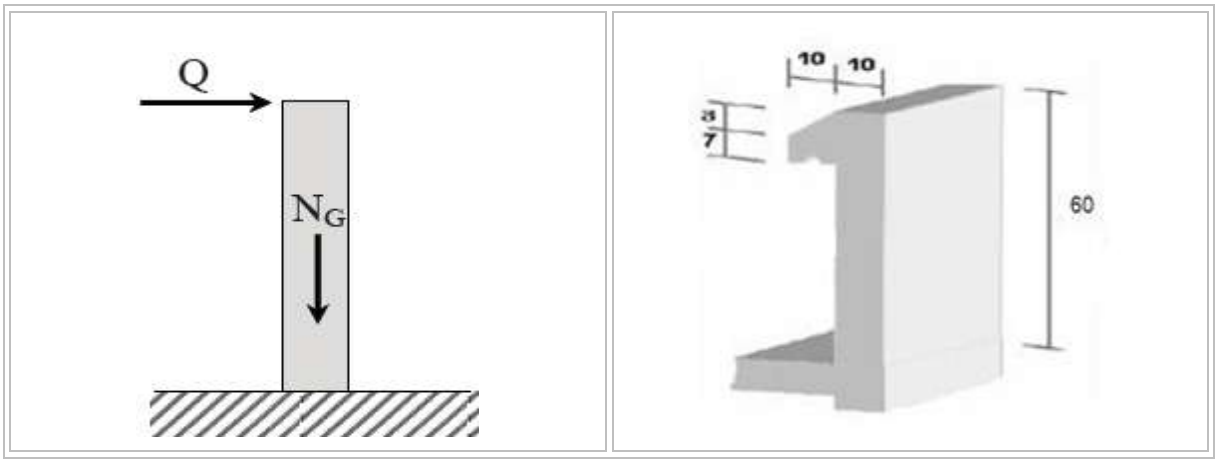


Figure III-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III-1 : Les charges permanentes et d'exploitations

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

III.1.2. Détermination des efforts

Tableau III-2 : Les efforts à l'ELU et à ELS

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

III.1.3. Vérification de l'effort tranchant [1]

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

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

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

F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme [1]

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'usage2, zone III)
- 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=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

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

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

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

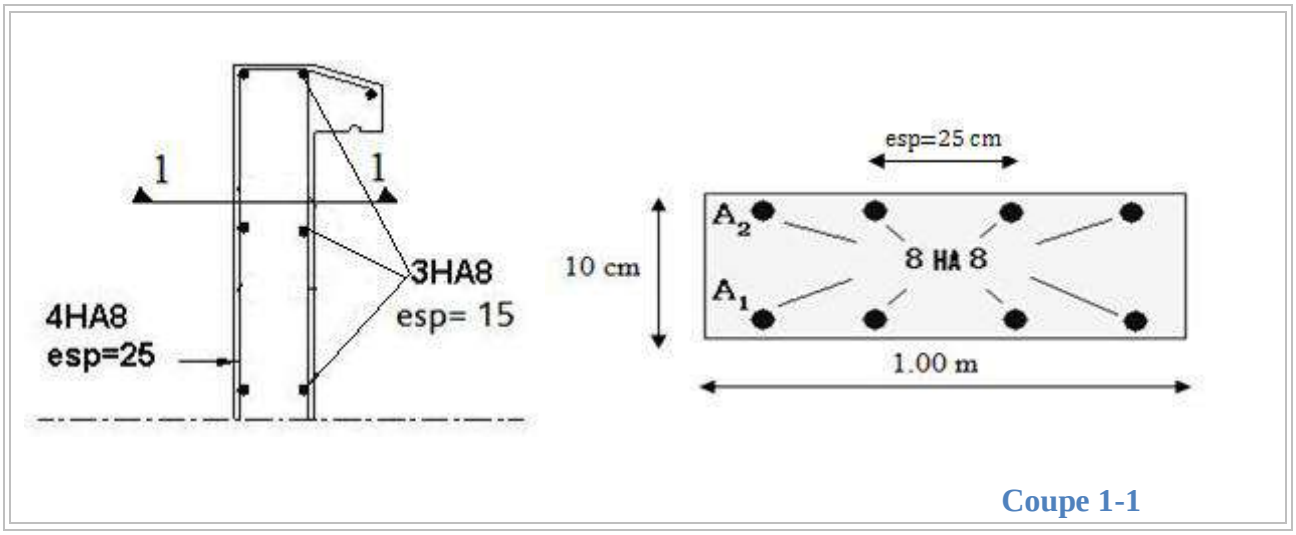


Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

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 suivants :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. 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 appliqués 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 poutrelles au plus égale à :

  20 cm [1]

- Espacement pour les armatures parallèles aux poutrelles au plus égale à :

  33 cm [1]

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad [1]$$

Avec :

- L : espacements entre axes des de poutrelles (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux poutrelles.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.476\ cm^2/m.l$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.238\ cm^2/m.l \quad [1]$$

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

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

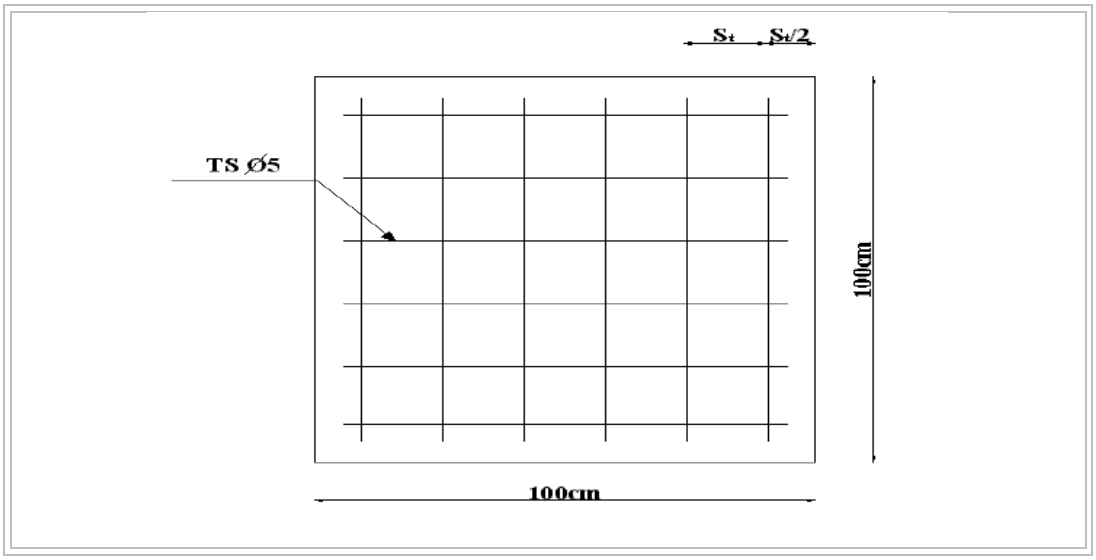


Figure III-3 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués disposés sur les poutres principales (porteuse), Elles sont calculées en flexion simple 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.2.2.a. Avant coulage

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

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

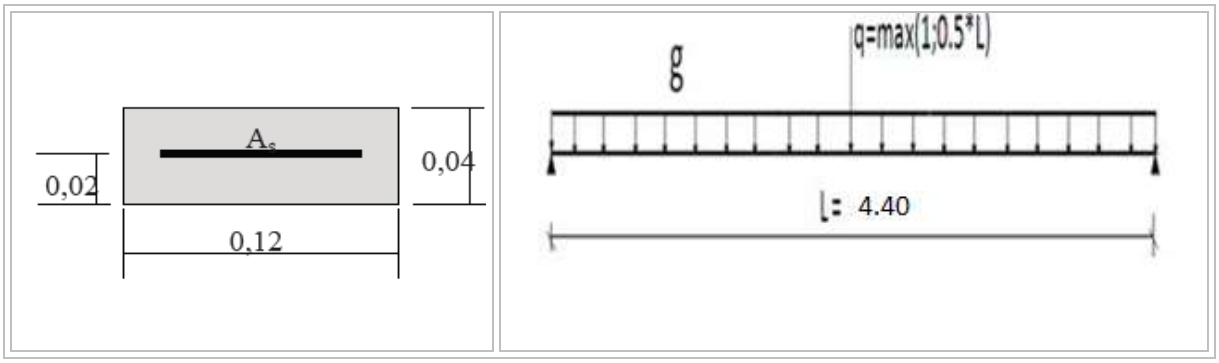


Figure III-4 : schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III-3 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.10	2.05	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III-4 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.61$	$\frac{QL}{4} = 2.10$	$1.35M_G+1.5M_Q=5.323$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{5.323 * 10^3}{14.2 * 0.120 * 30^2} = 3.47 \gg \mu_{max} = 0.392$$

Cette valeur de μ=3.47 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.

Tableau III-5 : Calcul des etaillements

N° Etais	G (kN/m.l)	Q (kN)	M_G (kN. m)	M_Q (kN. m)	M_u (kN. m)	μ	Observation	Vérif
1	0.77	1.025	0.404	0.525	1.332	0.868	$\mu > \mu_{max} = 0.392$	C.N.V
2	0.77	1.36	0.179	0.341	0.753	0.491	$\mu > \mu_{max} = 0.392$	C.N.V
3	0.77	1	0.101	0.256	0.52	0.339	$\mu < \mu_{max} = 0.392$	C.V

Pour un seul étai au milieu

Avec : $$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma}_b * b * d^2}$$

Dans notre cas on doit placer 3 étaiements à une distance L=1.025m .

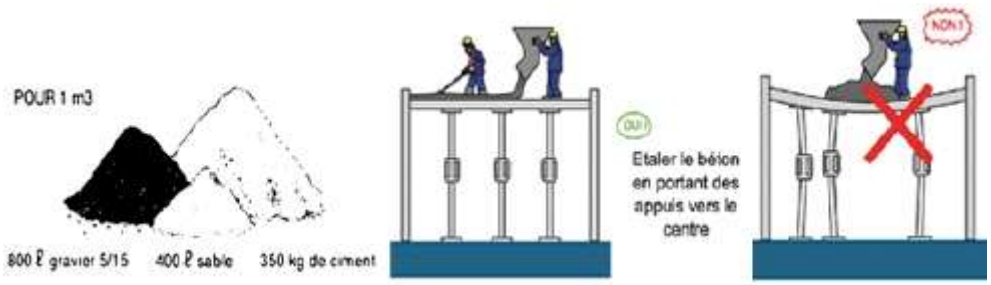


Figure III-5 : la bonne disposition des étaiements

III.2.2.b. Après coulage

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Quatre types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 9 travées.

III.2.2.1. Méthodes de calcul

Si le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 la méthode forfaitaire est applicable. Sinon, on doit utiliser de caquot.

a. La méthode forfaitaire

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

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

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

- 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** [1]

On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis:

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

b. La méthode de CAQUOT [1]

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT. Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire.

Tableau III-7 : Méthode de CAQUOT

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

Avec :

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

III.2.2.2. Sollicitations de calcul

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

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

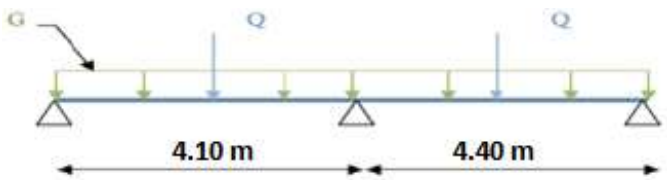
- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.38\,kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

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

- La fissuration est peu nuisible.

- **Type 1 Poutrelle à deux travées**



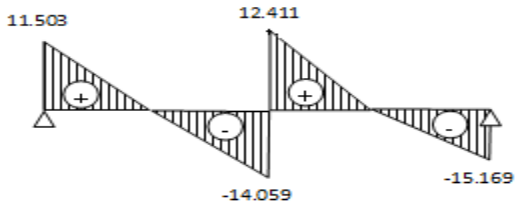
$-0.8 < L_i/L_{i+1} = 0.92 < 1.25$condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

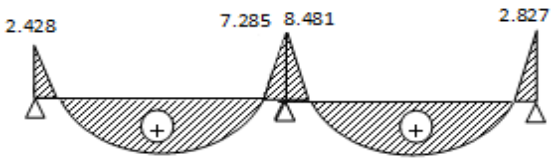
TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	12.142	8.000	2.428	7.285	11.503	-14.059
B-C	14.135	9.500	8.481	2.827	12.411	-15.169

Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	10.244	6.000	2.049	6.146	8.994	-10.993
B-C	8.799	6.000	5.280	1.760	10.189	-8.336

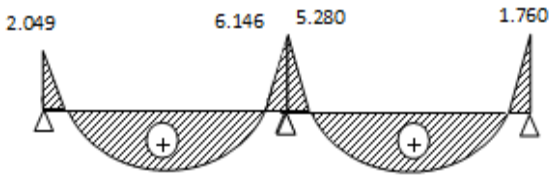


T(kN)



M(kN.m)

Figure III-6 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)



M(kN.m)

Figure III-7: Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELS)

- **Type 2 Poutrelle à trois travées**

LAB / LBC =1.57>1.25 donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CACUOT. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

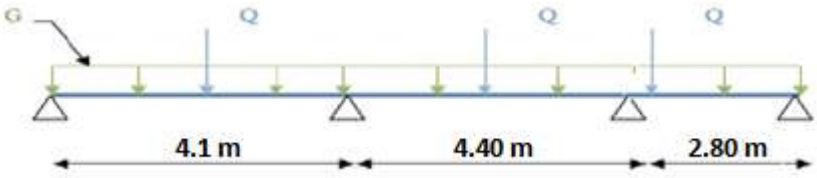
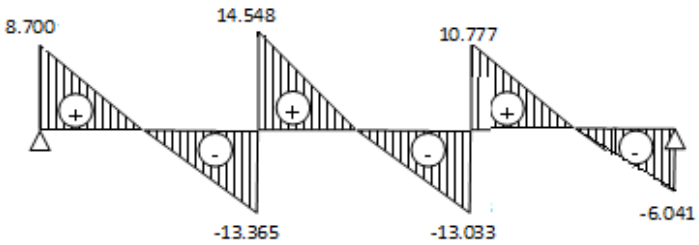


Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

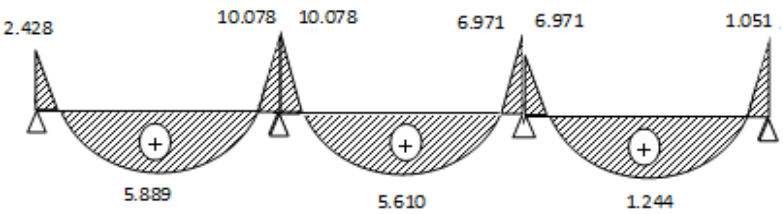
TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	12.142	5.889	2.428	10.078	8.700	-13.365
B-C	14.135	5.610	10.078	6.971	14.548	-13.033
C-D	5.255	1.244	6.971	1.051	10.777	-6.041

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

TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	8.799	4.268	1.760	7.304	6.305	-9.685
B-C	10.244	4.066	7.304	5.052	10.543	-9.445
C-D	3.809	0.902	5.052	0.762	7.810	-4.378

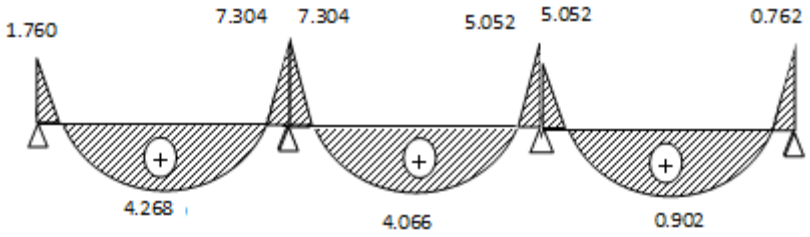


T(kN)



M(kN.m)

Figure III-8 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)



M(kN.m)

Figure III-9 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)

- **Type 3 Poutrelle à quatre travées**

-LAB / LBC =1.64>1.25 donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CACUOT. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

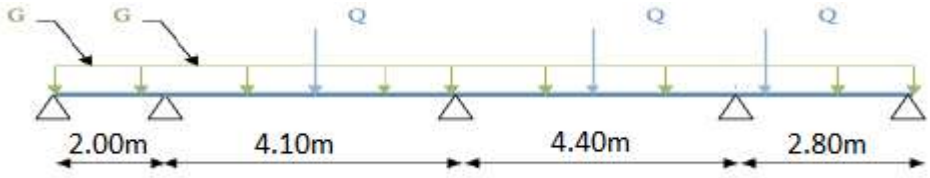
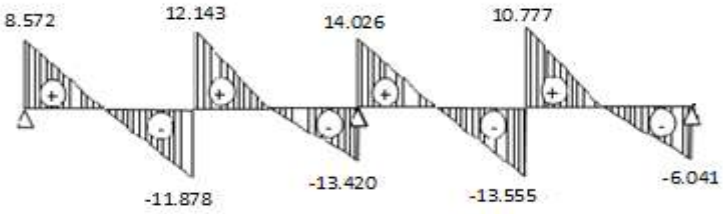


Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

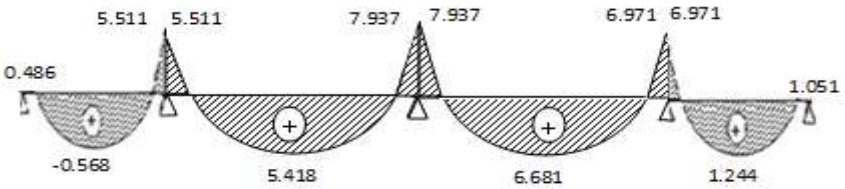
TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	2.430	-0.568	0.486	5.511	8.572	-11.878
B-C	12.142	5.418	5.511	7.937	12.143	-13.420
C-D	14.135	6.681	7.937	6.971	14.026	-13.555
D-E	5.255	1.244	6.971	1.051	10.777	-6.041

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

TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	1.761	-0.412	0.352	3.994	6.212	-8.608
B-C	8.799	3.927	3.994	5.752	8.800	-9.725
C-D	10.244	4.842	5.752	5.052	10.164	-9.823
D-E	3.809	0.902	5.052	0.762	7.810	-4.378

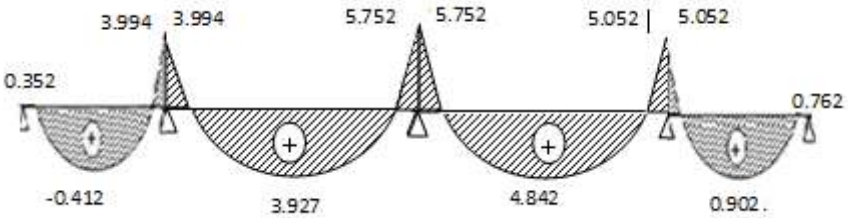


T(kN)



M(kN.m)

Figure III-10 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELU)



M(kN.m)

Figure III-11 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

- **Type 4 Poutrelle à neuf travées**

L_{DE} / L_{EF} =0.48<0.8donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CACUOT. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

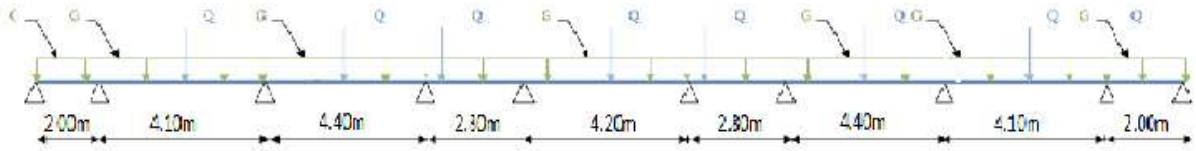


Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)

TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	2.430	-0.568	0.486	5.511	8.572	-11.878
B-C	12.142	5.418	5.511	7.937	12.143	-13.420
C-D	14.135	6.922	7.937	6.488	14.144	-13.437
D-E	5.255	-0.954	6.488	5.931	8.632	-8.186
E-F	12.790	6.859	5.931	5.931	13.118	-13.118
F-G	5.255	-0.954	5.931	6.488	8.186	-8.632
G-H	14.135	6.922	6.488	7.937	13.437	-14.144
H-O	12.142	5.418	7.937	5.511	13.420	-12.143
O-P	2.430	-0.568	5.511	0.486	8.674	-2.762

Tableau III-15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)

TRAVEE	M0 (kN m)	Mt (kN m)	Mw (kN m)	Me (kN m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	1.761	-0.412	0.352	3.994	6.212	-8.608
B-C	8.799	3.927	3.994	5.752	8.800	-9.725
C-D	10.244	5.017	5.752	4.702	10.250	-9.738
D-E	3.809	-0.692	4.702	4.298	6.255	-5.932
E-F	9.269	4.970	4.298	4.298	9.506	-9.506
F-G	3.809	-0.692	4.298	4.702	5.932	-6.255
G-H	10.244	5.017	4.702	5.752	9.738	-10.250
H-O	8.799	3.927	5.752	3.994	9.725	-8.800
O-P	1.761	-0.412	3.994	0.352	6.286	-2.002

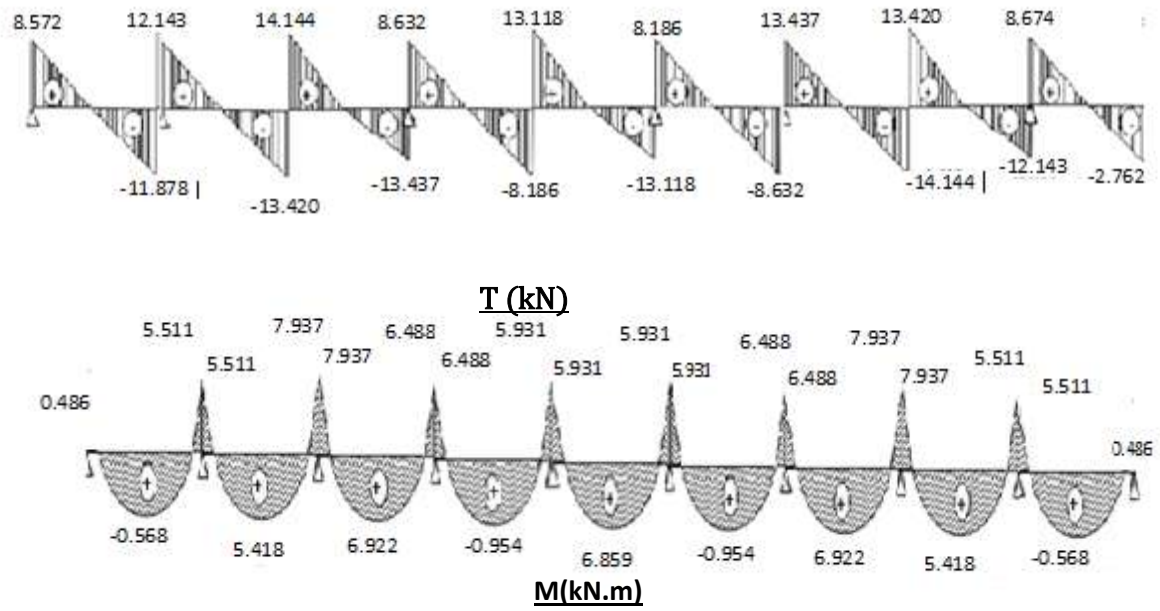


Figure III-12 : Différents efforts dans la poutrelle à neuf travées (ELU)

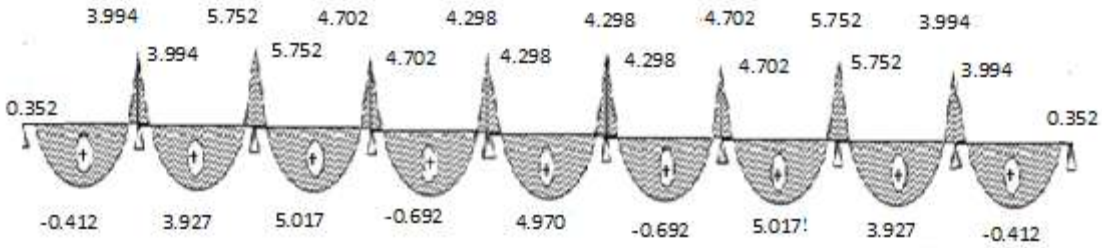


Figure III-13 : Différents efforts dans la poutrelle à neuf travées (ELS)

III.2.2. 3. Récapitulations

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

Tableau III-16: Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	10.078	9.500	-15.169	7.304	6.000
référence	Poutrelle à 3travées, Type 2	Poutrelle à2travées, Type 1	Poutrelle à2 travées, Type 1	Poutrelle à 3 travées, Type 2	Poutrelle à2travées, Type 1

III.2.2.4. Calcul du ferraillage

a. Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

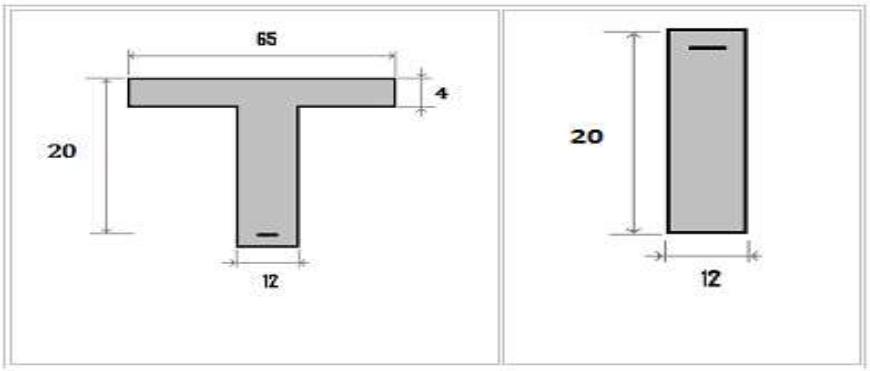


Figure III-14 : les sections considérées pour le calcul de ferraillage .

En travée (à gauche) et en appui(à droite).

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :
- La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-17 : calcul de ferraillage et vérification a l'E.L.S

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	9.500	10.078
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.072 $M_u<M_0\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.032	0.18
	μ_l	0.368	
	$\mu< \mu_l$	c.v	c.v
	β	0.984	0.991
	A (cm^2)	1.16	1.24
	Le choix	2HA10=1.57cm^2	2HA10=1.57 cm^2
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	c.v	c.v
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	6.000	7.304
	σ_{badm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.267	6.668
	I_G (cm^4)	5867.30	4210.05
	K (N/cm^3)	102.26	173.48
	σ_b (Mpa)	3.34	11.56
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	c.v	c.v

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

Tableau III-18 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

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

Pour les appuis des poutrelles on utilise une barre de ϕ 10 ; et une autre barre de HA10 pour le ferraillage de dalle de compression.

b. Armatures transversales

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

c. Espacement

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

Donc : S_t=15 cm;

d. Diamètre des armatures transversales ϕ_t

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

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.62 mm²

a_t : section d'une barre;

n_t: nombre des barres a_t=0.19 cm² et n_t=2 ➔ $A_t = a_t n_t$=0.39 cm².

Tableau III-19 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ5	15cm

III.2.2.5. Vérification au cisaillement [1]

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

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{15.169*10^3}{120*180} = 0.702\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 3.33\,\text{Mpa}$$

III.2.2.6. Vérifications nécessaires [1]

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa} \Rightarrow \frac{39 \times 400}{120 \times 150} = 0.86\,\text{MPa} \geq 0.4\,\text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0021 > 0.00023 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.7. Vérification au voisinage de l'appui

Appui de rive

$M_u = 10.078\ KN.m > 0.9\ V_u$d=2.45 KN.m **(C.V)**

III.2.2.8. Vérification de la compression dans la bielle de béton

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

a=min [b - c- 2 ; 0.9 d]=min[61 ;16.2]=16.2 cm

$V_u = 15.169\ KN \leq 0.4 \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\ KN$ **(C.V)**

III.2.2.9. Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 . a} < 1.3\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 .a} = \frac{2\times15.169\times10^3}{120\times162} = 1.56\ Mpa < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ Mpa$**(C.V)**

A = 1.57 $cm^2 \geq \frac{\gamma_s .V_u}{f_e} = \frac{1.15\times15.169\times10^3}{400}$ = 0.43 cm^2**(C.V)**

III.2.2.10. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

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

Tableau III-20 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 4.35 = 0.045 Mt/(15 Mo)=10.710/(15*15.911)=0.044	$\rho=A_t/(bo*d)=1.57/(12*18)=0.0072$ 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
c.v	c.v

Donc : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

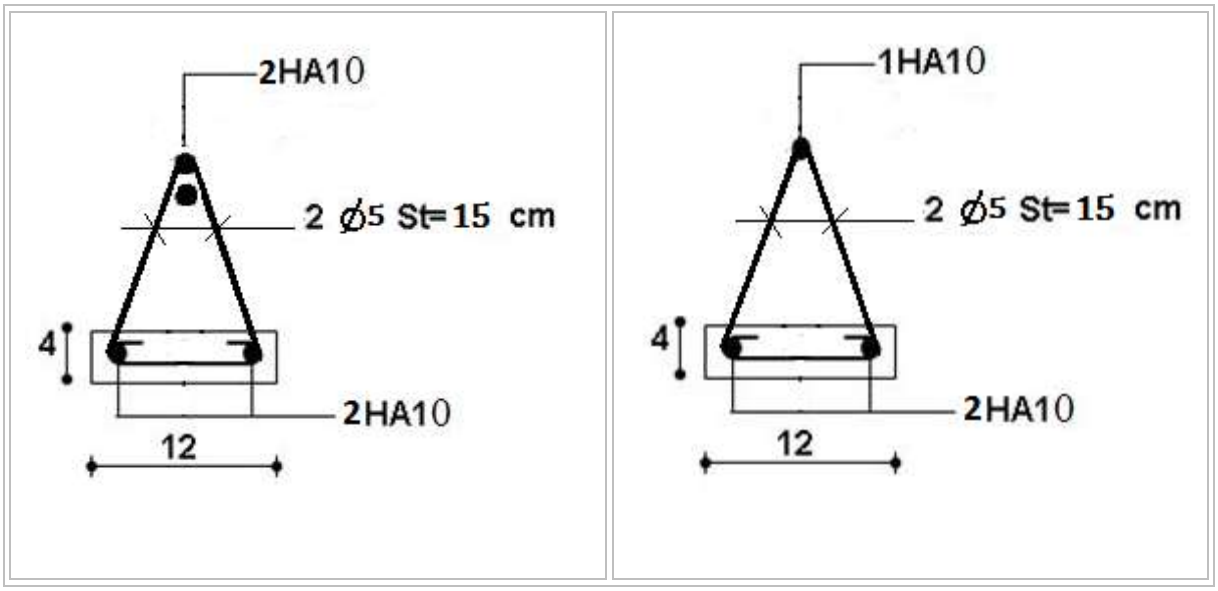


Figure III-15 : ferraillage des poutrelles en appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. Les escaliers

III.3.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux, 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.

on a un seul type d'escalier droit à trois volées avec deux paliers intermédiaires.
Les schémas statiques de ce type d'escalier sont représentés par la figure suivante :

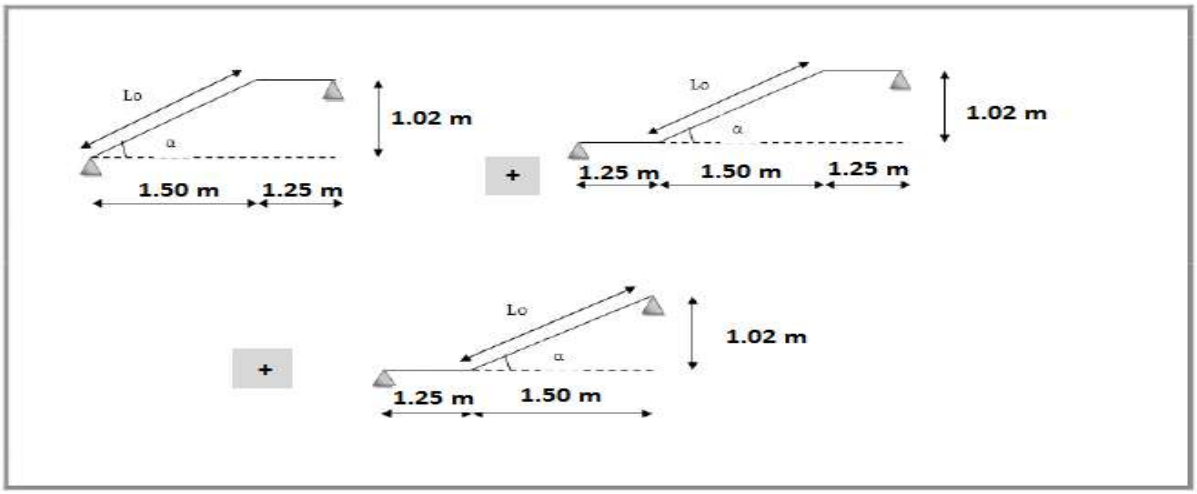


Figure III-16 : le schéma statique de l'escalier

l'ongle d'inclinaison α

$tg\ \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 34.21^0$

Longueur de la paillasse

$L_0 = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} \Rightarrow L_0 = 1.80$ m

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

Avec g : largeur de la marche.

h : hauteur de la contre marche.

n : nombre de contre marche .

$$59\ cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

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

Détermination de n ,g ,h

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -66n^2 + (66+2.H+L).n-2.H \leq 0 \\ -59n^2 + (59+2.H+L).n-2.H \geq 0 \end{cases}$$

Et puisque (H=1.02 m ,L=1.50m

$$\text{Donc} \begin{cases} -66n^2+602n-306 \leq 0 \\ -59n^2+595n-306 \leq 0 \end{cases}$$

$5.71 \leq n \leq 5.83$

Donc on prend :n=6

Nombre de marches n-1=5

Nombre de contre marches n=6

Hauteur de la contre marche h=17 cm

Largeur de la marche $g=\frac{L}{n-1} \Rightarrow g=30$ cm

On prend g =30 cm

L'épaisseur de la paillasse pour les deux volées :

L=1.25+1.80=3.05 m

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

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$avec $\Rightarrow$ 10.2cm$\leq$ e $\leq$ 15.3 cm

On prendra : e =15cm

III. 3. 2. Evaluation des charges et surcharges

III.3.2.a. Charges permanentes

Tableau III-21 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.49**

Tableau III-22 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.53
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.395**

III.3.2.b. Charge d'exploitation

$Q = 2.5kN/m$

III. 3.3. Détermination des efforts

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

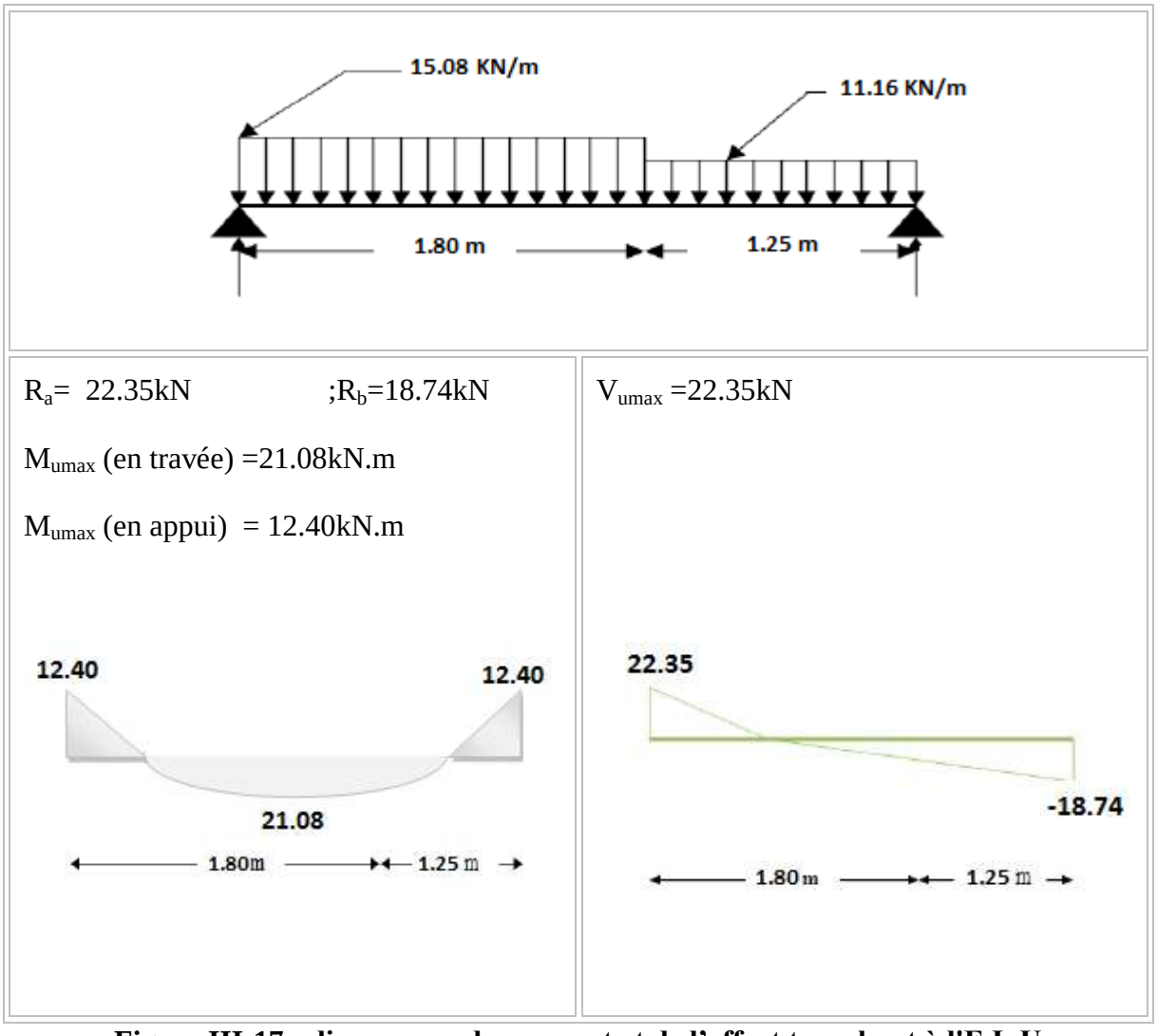
A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III-23 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.395	2.5	15.08	10.89

III. 3.3.1. Première volée

a. l'E.L.U



R_a= 22.35kN ;R_b=18.74kN

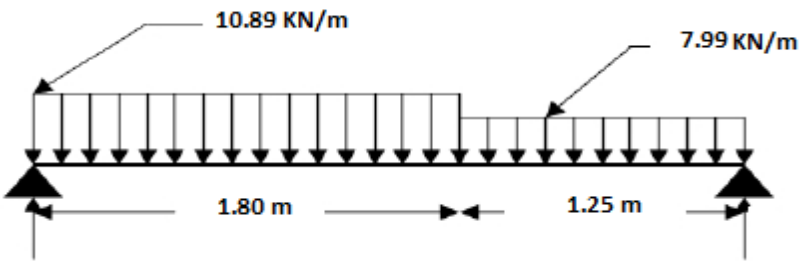
M_{umax} (en travée) =21.08kN.m

M_{umax} (en appui) = 12.40kN.m

V_{umax} =22.35kN

Figure III-17 : diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'E.L.U

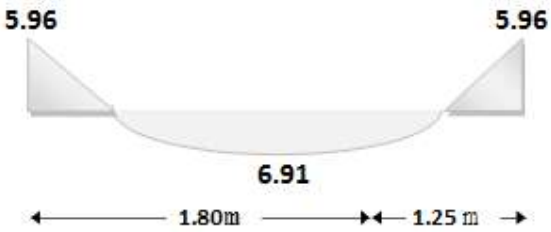
b. l'E.L.S



R_a= 16.12kN ;R_b=13.46 kN

M_{smax} (en travée) =6.91kN.m

M_{smax} (en appui) = 5.96kN.m



V_{smax} = 16.12kN

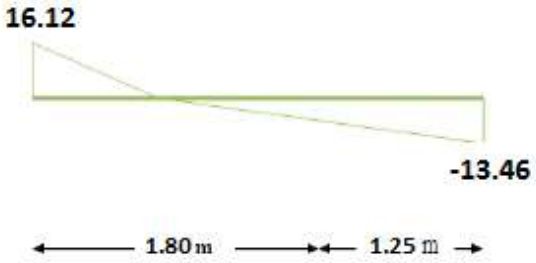


Figure III-18 : diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'E.L.S

III. 3.3.2. Deuxième volée

a. L'E.L.U

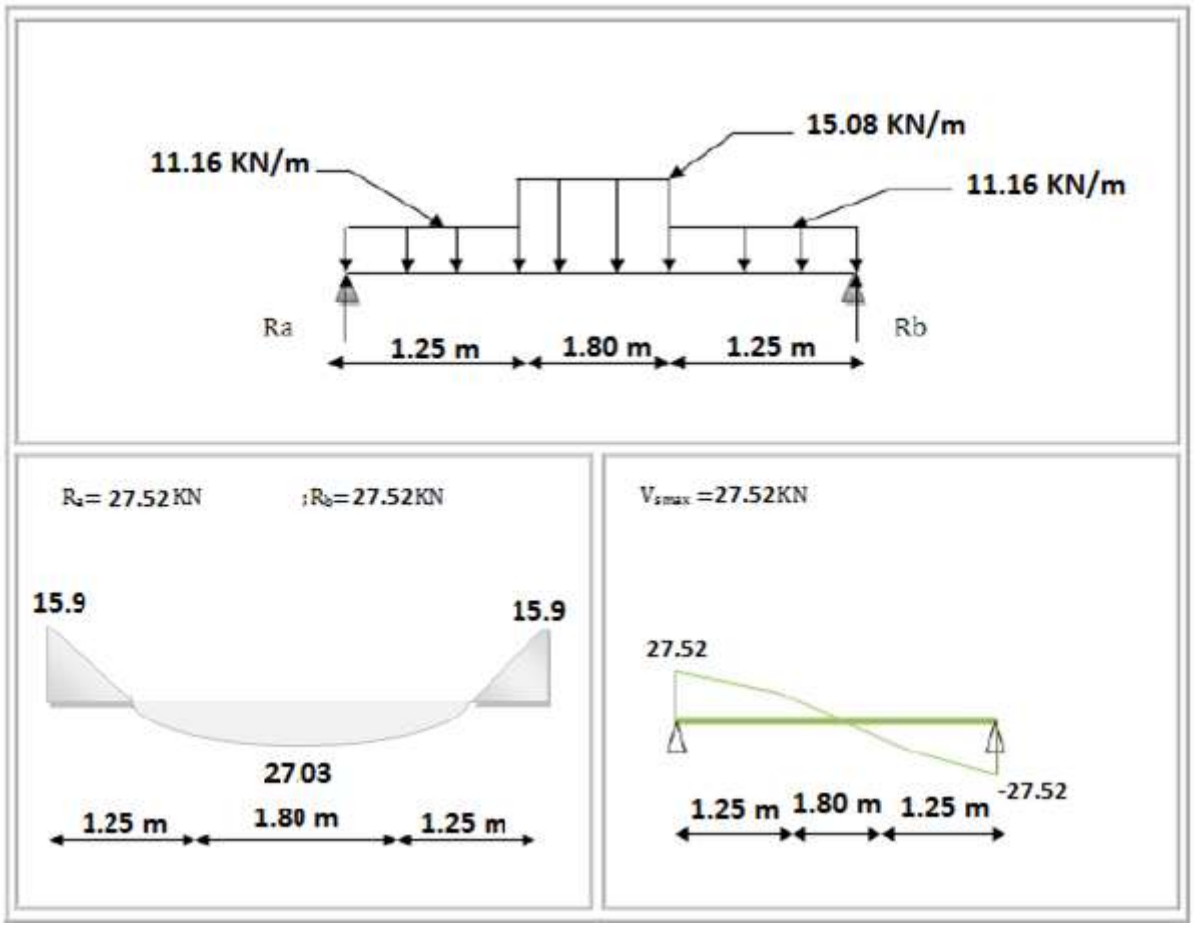


Figure III-19 : diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'E.L.U

b. l'E.L.S

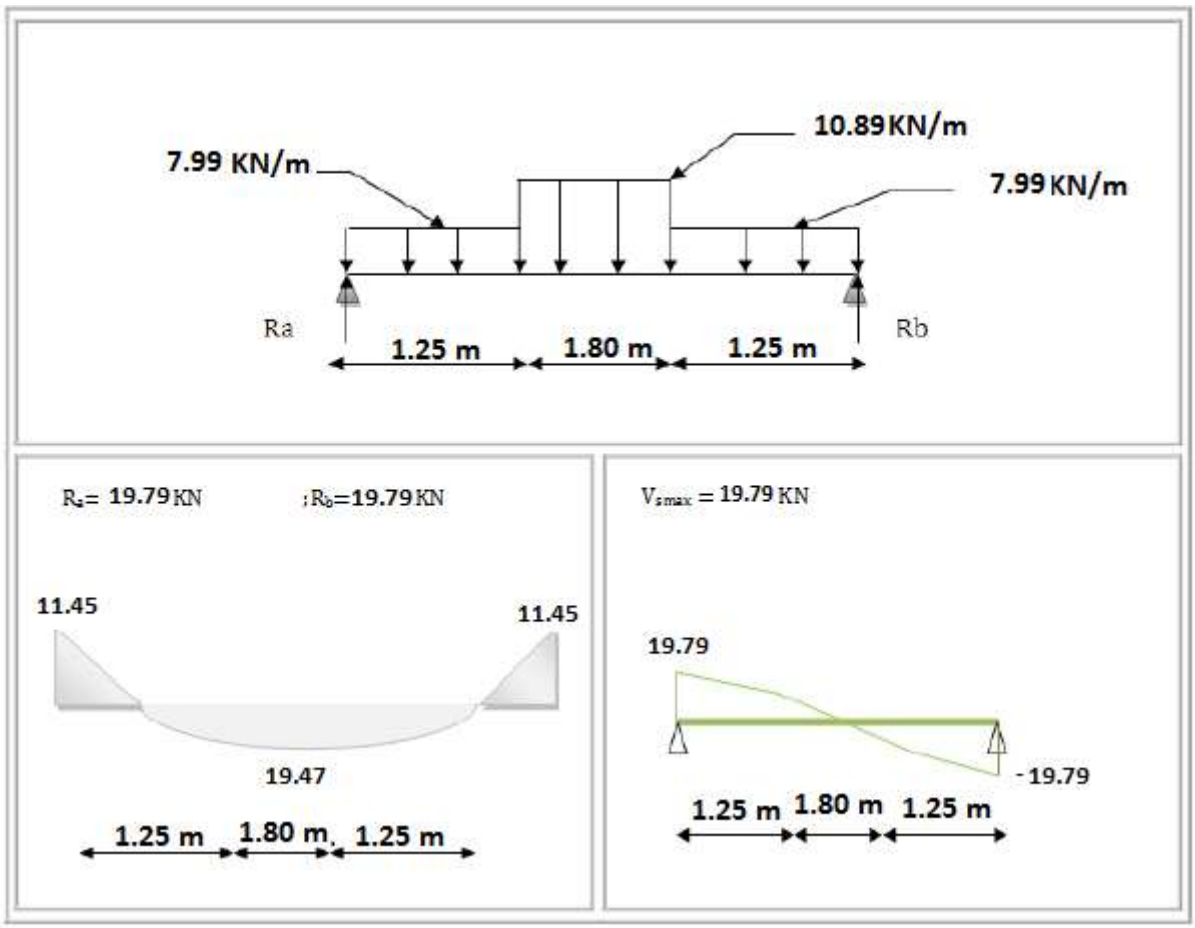


Figure III-20 : diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'E.L.S

III.3.4. Ferraillage des escaliers

Type 1

Tableau III-24 : calcul de ferraillage et vérification à l'E.L.S

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	21.08	12.40
	μ	0.096	0.056
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	c.v	c.v
	β	0.949	0.971
	A (cm²)	5.10	2.93
	Le choix	5HA12=5.65cm²	4HA10=3.14 cm²
	B/1000	1.5	1.5
	A≥ B/1000	c.v	c.v
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	6.91	5.96
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y (cm)	3.83	2.99
	I_G (cm^4)	8243.28	5150.74
	K (N/cm^3)	83.82	115.71
	σb (Mpa)	3.21	3.46
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	c.v	c.v

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

Tableau III-25 : ferraillages longitudinaux des escaliers

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=5HA12	Aa=4HA10

Pour l'appui de l'escalier on utilise quatre barres de HA12 ; et cinq barres de HA10 pour le ferraillage de la travée.

Type 2

Tableau III-26 :calcul de ferraillage vérification à l'E.L.S

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	27.03	15.9
	μ	0.122	0.072
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	c.v	c.v
	β	0.935	0.963
	A (cm²)	6.64	3.79
	Le choix	6HA12=6.78cm²	5HA10=3.92 cm²
	B/1000	1.5	1.5
	A≥ B/1000	c.v	c.v
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	19.47	11.45
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y (cm)	4.14	3.29
	I_G (cm⁴)	9472.97	6174.69
	K (N/cm³)	205.53	185.43
	σb (Mpa)	8.46	6.10
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	c.v	c.v

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

Tableau III-27 : ferraillages longitudinaux des escaliers

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=6HA12	Aa=5HA10

Pour l'appui de l'escalier on utilise six barres de HA12 ; et cinq barres de HA10 pour le ferraillage de la travée.

III.3.4.a. Condition de non fragilité [1]

TYPE 1

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

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

En appuis : $A = 3.14\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ (c.v)

TYPE 2

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

En travée: $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ (c.v)

En appui : $A = 3.92cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ (c.v)

III.3.4.b. Les armatures de répartition [1]

Tableau III-28 : Les armatures de répartition

		A_x (cm²)	on adopte
TYPE 1	En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	4 ϕ 8 = 1.50cm²
	En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78$	3 ϕ 6= 0.85cm²
TYPE 2	En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	4 ϕ 8 = 2.01cm²
	En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98$	4 ϕ 8= 2.01cm²

III.3.4.c. Vérification de l'espacement [1]

Tableau III-29 : Vérification de l'espacement

		les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
TYPE 1	En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
	En appuis	St=25cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=33.33cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm
TYPE 2	En travée	St=16.66cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
	En appuis	St=20cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=25cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.3.4.d. Vérification de l'effort tranchant [1]

Type 1

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{22.35\times10^3}{1000\times125} = 0.178\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.178\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad \text{(c.v)}$$

Type 2

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{27.52\times10^3}{1000\times125} = 0.220\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.220\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad \text{(c.v)}$$

III.3.4.e. Vérification de la flèche [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{430} = 0.034 \geq \frac{21.08}{20 \times 24.81} = 0.042 \text{ (c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12.5} = 0.0045 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{(c.v)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- Les flèches dues aux charges instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \dfrac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \dfrac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\dfrac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \dfrac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \dfrac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$
- ✓ $\sigma_s = \dfrac{Mser}{As * d}$

❖ Les flèches dues aux charges de longue durée

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$

✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.26\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 30819.65 cm^4$$

Tableau III-30 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (kN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
6.78	19.47	0.0054	229.73	0.480	8.26	30819.65
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
11853.71	19483.68	9.44	17.23	7.79	8.6	c.v

III.3.5.Calcul de la poutre palière

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

III.3.5.1. Prédimensionnement

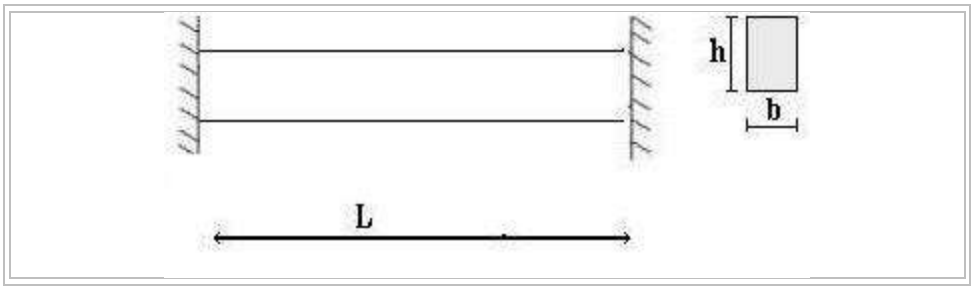


Figure III-21 : Dimensionnement de la poutre palière

- 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:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

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

h ≥ 30cm b ≥ 20 cm h/b ≤ 4 bmax ≤ 1.5+b1 **[2]**

Tableau III-31 : prédimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 4.30 m ⇒ 15.33cm ≤ h ≤23cm on adopte h = **30** cm ⇒12.9cm ≤ b ≤30.1cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.130) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **30**cm ; b = **30** cm

III.3.5.2. Evaluation des charges

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

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 27.52 KN$, $Rs = 19.79 KN$

✓ Poids du demi-mur➔Pm= 2.52×1.64= 4.13KN/m

P_u=1.35(P_p+ P_m) +R_u➔**P_u=36.13 KN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_u)➔**P_s = 33.9 KN/m**

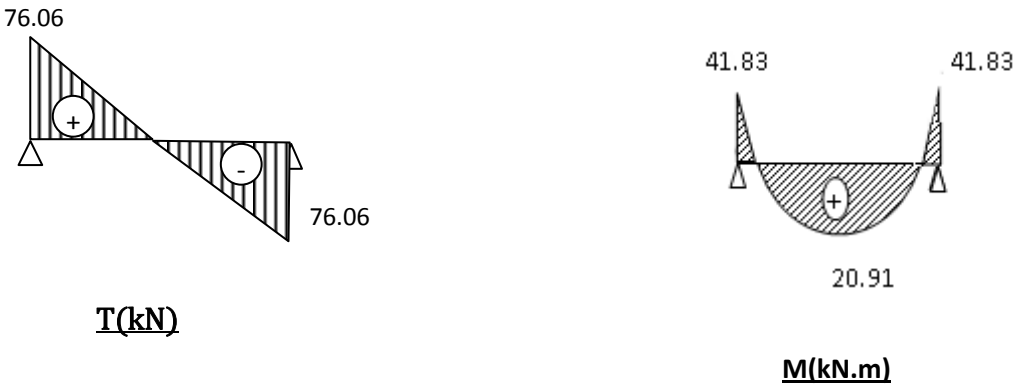
III.3.5.3. Calcul des efforts

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

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

Tableau III-32 : Les efforts agissants sur la poutre palière

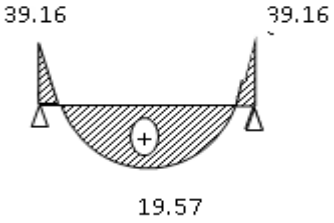
Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	41.55	15.92	7.96
ELS	38.98	14.94	7.47



T(kN)

M(kN.m)

Figure III-22: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



M(kN.m)

Figure III-23: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.3.5.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III-33 : les caractéristiques de la poutre palière

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

Tableau III-34: Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	7.96	0.024	0.988	0.84	0.00	3HA12=3.39
En appuis	15.92	0.050	0.974	1.70	0.00	3HA12=3.39

III.3.5.5. Vérifications

a. Condition de non fragilité [1]

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

En travées: $A = 2.35\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 2.35\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{300 \times 30}{1000} = 0.9 cm^2$ (c.v)

b. Vérification de l'effort tranchant [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{41.55 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.50\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.50\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad (c.v)$$

c. Vérification dans la bielle de béton [1]

$$V_u \leq 0.4\left[\frac{f_{c28}}{1.5}\right].b_0\,.a$$

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

V_u=41.55 KN ≤ 495 kN (c.v)

d. Vérification au voisinage de l'appui [1]

$$\frac{2.V_u}{b_0} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Rightarrow \frac{2 \times 41.55 \times 10^3}{300 \times 247.5} < 0.8\frac{25}{1.15}$$

$$\Rightarrow 1.11MPa < 17.39MPa$$

$$A=2.35cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 41.55\ 10^3}{400} = 1.19\ cm^2 (c.v)$$

e. armature transversales [1]

$$\phi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0.86\ cm\ ;\ \phi_l = 16\ mm : \frac{b_0}{10} = 3\ cm\right]$$

$$\phi_t = 8mm \leq 8.6mm$$

$$a_t = \frac{\pi\,\phi_t^2}{4} = 0.5\ cm^2 \Rightarrow A_t = a_t\ .\ n_t \qquad (n_t = 4)$$

donc on adopte :

$A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

f. Vérification de s_t selon l'RPA [2]

$A_{t\,min}$=0.0035+b

$S_t \leq \overline{s_t}$=min [$\frac{h}{4} = 7.5\ cm$; $12\phi_t$=9.6 cm ;30 cm]

$\overline{s_t}$=7.5 cm (zone nodale) On prend S_t =5 cm

$S_t \leq \overline{s_t} = \frac{h}{2} = 15\ cm$ (zone courante)

on a $A_t = 2.01\ cm^2$

S_t =5 cm $\Rightarrow A_t = 2.01 > A_{t\,min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 30 \times 5 = 0.45\ cm^2$

S_t=15 cm $\Rightarrow A_t = 2.01\ cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times b \times S_t$=1.35 cm²

g. Vérification à l'E.L.S [1]

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

Tableau III-35 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	2.35	2.35
M_{ser} (kN.m)	7.47	14.94
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.95$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.95$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 18243.18$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 18243.18$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 2.85$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.70$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

h. Vérification de la flèche [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{300}{245} = 1.22 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.01 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{27.5 \times 30} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.1 \qquad (c.v)$$

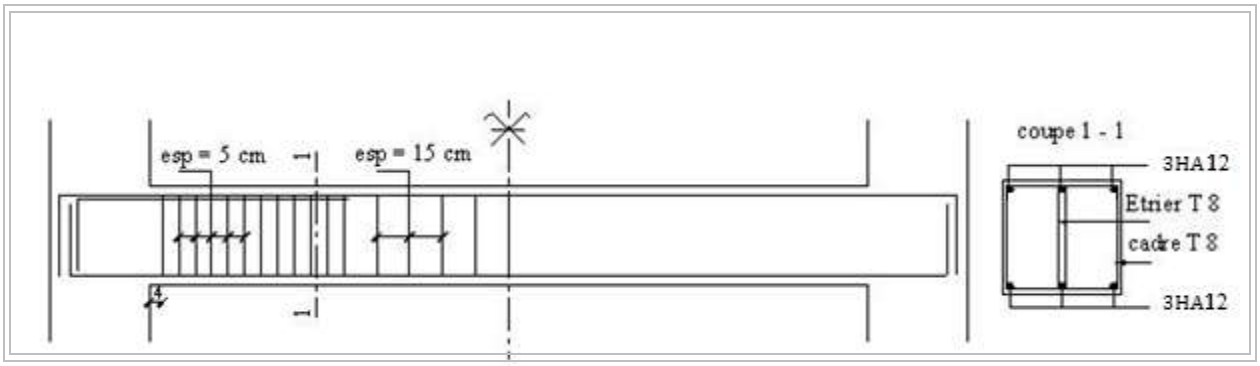


Figure III-24 : ferraillage de la poutre palière

III.4. Calcul des dalles pleines

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

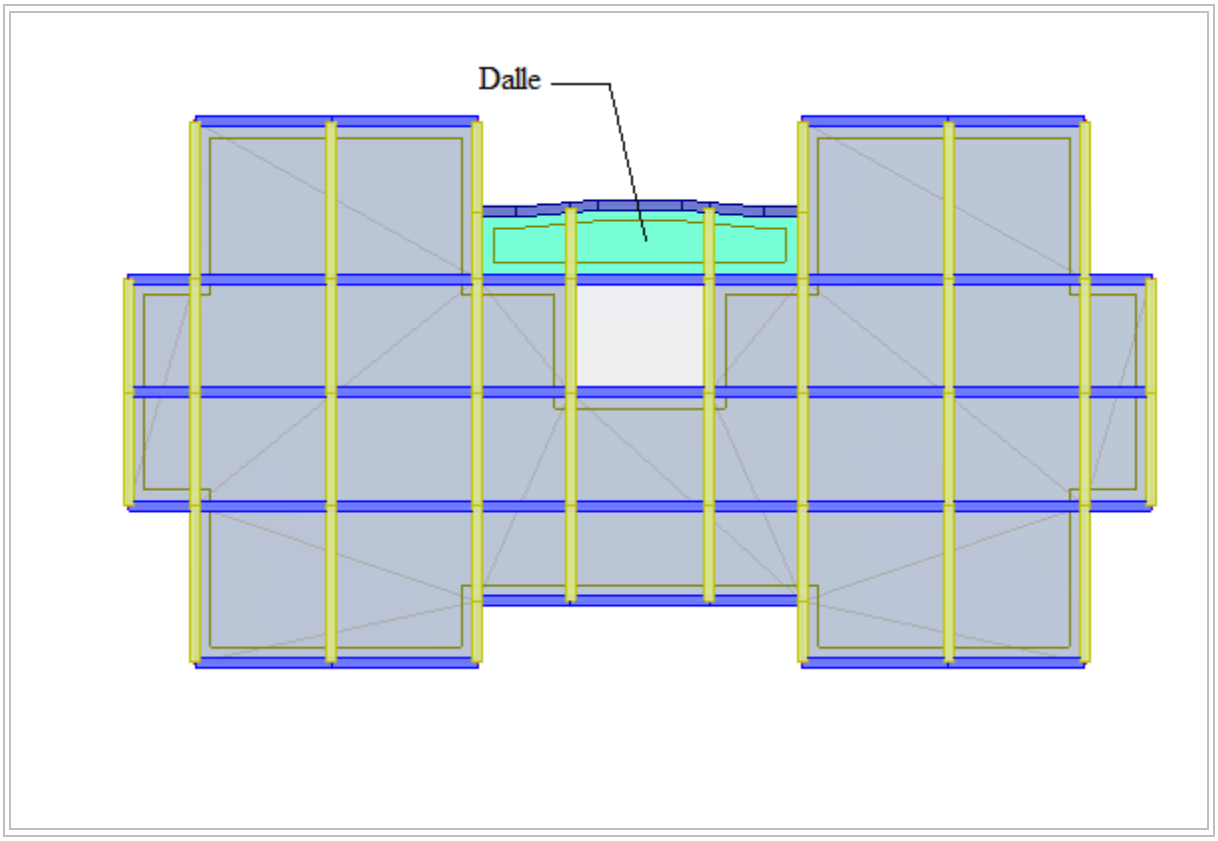


Figure III-25: Disposition de la dalle pleine

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

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur les poutres de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.1. Principe de calcul

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

a) travail externe

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

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

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

Avec: P : Charge totale ; *S* : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne

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

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

Avec : M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis

Travail externe : Text =q.s.f ;

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

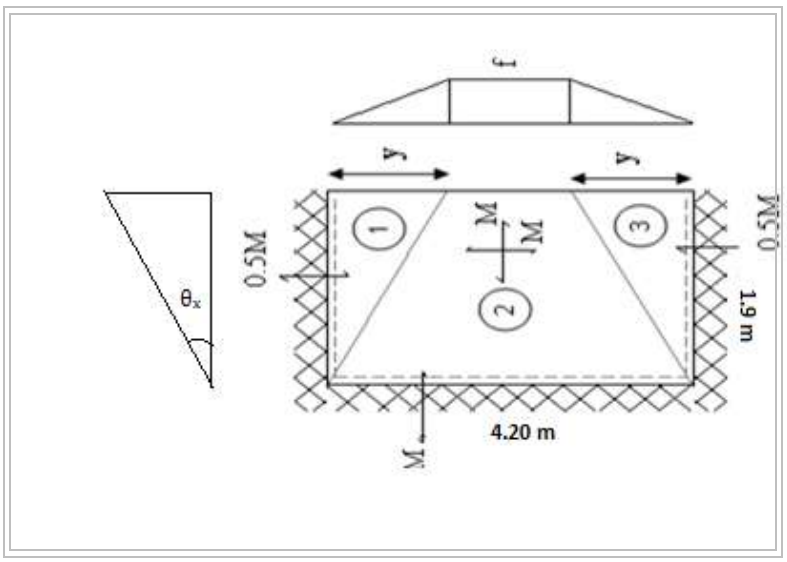


Figure III-26 : Dalle pleine

Tableau III-36 : Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charges qu
1	0.95 y	f/3	0.316.y.f.qu
	0.95 y	f/3	0.316.y.f.qu
2	0.95 y	f/3	0.316.y.f.qu
	0.95 y	f/3	0.316.y.f.qu
3	7.98-3.8 y	f/2	(3.99-1.9 y).f.qu
		Σ	f.qu. (3.99-0.633y)

Travail interne

Tint= M.l.θ ;

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

Tableau III-37 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	2.85	f/y	2.85.M.f/y
	-	0.5M	1.425	f/y	1.425.M.f/y
2	+	M	4.2+2 y	f/1.9	(2.21+1.05y).M.f
	-	0.5M	2.1+y	f/1.9	(2.21+1.05y).M.f
				Σ	M.f.(5.7/y +1,05y+2.21)

Principe du travail virtuel

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

f.qu. (3.99-0.633y)= M.f.(5.7/y+1,05y+2.21)

$M=qu\frac{(3.99-0.63y)}{(5.7/y+1.05y+2.21)}$

$\frac{dM}{dy}=0 \Longrightarrow$ y =1.47 m

Donc :

$\begin{cases} M_u = 0.4q_u \\ M_{ser} = 0.4q_{ser} \end{cases}$

qu= 1,35.7.83+1,5.1.5 = 12.82 kN $\Longrightarrow$ $\begin{cases} M_u = 5.128 \text{ kN.m} \\ M_{ser} = 3.732 \text{kN.m} \end{cases}$

qser=7.83+1.5 = 9.33 kN

En travée

$\begin{cases} M_{u\,t} = 5.128 \text{kN.m} \\ M_{ser\,t} = 3.73 \text{kN.m} \end{cases}$

Aux appuis

$\begin{cases} M_{u\,a} = 0.5*5.128 = 2.564 \text{ kN.m} \\ M_{ser\,a} = 0.5*3.732 = 1.865 \text{ kN.m} \end{cases}$

III.4.2. Calcul du ferraillage

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

f_{c28}=25 MPa f_{t28}=2,1 MPa f_e=400 MPa $\sigma_{b\,adm}$=14.2 MPa $\sigma_{s\,adm}$=348 MPa

h=15 d=12.5 c=2 c'=2 b=100

On a $\frac{lx}{ly}=\frac{11}{2.8}=0.39<0.4$ donc la dalle travaille suivant une seule direction

Hauteurs utiles:

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 15-2-\frac{1}{2}=12.5\,cm \\ d_y = 12.5-\frac{1+1}{2}.=12.5\,cm \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-38 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	u	β	A(cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	A_{final} (cm²)
Suivant x	En travée	5.128	0.022	0.989	1.14	1.5	4HA10	3.14
	En appuis	2.564	0.0106	0.944	0.60	1.5	4HA10	3.14
Suivant y	En travée	5.128	0.026	0.987	**1.26**	1.5	4HA10	3.14
	En appuis	2.564	0.128	0.931	0.67	1.5	4HA10	3.14

III.4.2.a. Vérification de Amin

x

A_t =1.14 cm² ≥ $A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{15\,100}{1000}=1.5cm^2$ $C.N.V$

A_{app}=0.60 cm² ≥ $A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{15\,100}{1000}=1.5cm^2$ $C.N.V$

y

A_t =1.26 cm² ≥ $A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{15\,100}{1000}=1.5cm^2$ $C.N.V$

A_{app}=0.67 cm² ≥ $A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{15\,100}{1000}=1.5cm^2$ $C.N.V$

III.4.2.b. Vérification de l'espacement

(appuis et travée) ;s_t=1000/4=25 cm

$S_{Tadm} \leq$ Min { 3h=45cm ; 33cm } Soit: St=25 cm<33 cm c.v

III.4.2.c. Armature de répartition

$A_{rép} \leq$ Aprin/4 = 3.14/4

$A_{rép}$=0.785 cm²

$\Phi_{rép} \leq \Phi_{principal} \Rightarrow$ $\Phi_{rép}$=8

III.4.2.d. Vérification de l'ELS

Tableau III-39 :vérification des contraintes

Moments	Suivant x		Suivant y	
	M_t	M_a	M_t	M_a
M_{ser} (kN.m)	3.73	1.865	3.73	1.865
Y (cm)	3.05	3.05	2.89	2.89
I (cm^4)	5608.76	5608.76	4543.75	4543.75
K_i(cm^3)	66.50	33.25	82.09	41.04
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ =2.03	1.01	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ =2.37	1.18
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15			
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui	Oui	Oui

III.4.2.e. Vérification de l'effort tranchant [1]

Tableau III-40 :vérification de cisaillement

	Suivant x	Suivant y
v_u	$v_u = \frac{P.L_X.L_Y}{2.L_Y+L_X} = 9.93$	$v_u = \frac{P.L_X.L_Y}{3.L_Y} = 8.12$
τu	0.076	0.068
$\overline{\tau u}$	$\overline{\tau u} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16$	$\overline{\tau u} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16$
$\tau u \leq \overline{\tau u}$	C.V	C.V

III.5. La dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse. Cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle supporte les éléments suivants :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.1.Prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

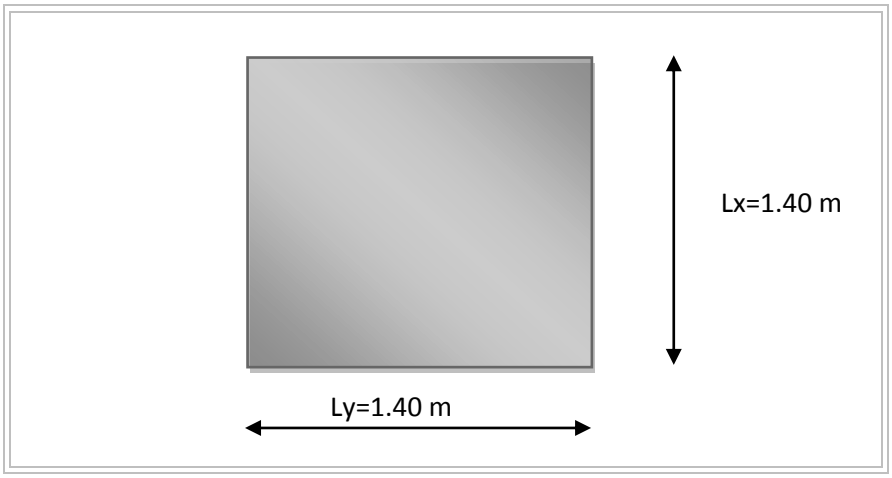


Figure III-27 : Dimensions de la dalle machine

Pour le prédimensionnement de la dalle machine, l'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise la condition suivante : e ≥ 25 cm.

On adopte : e=25cm.

III.5.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

III.5.2.a. Charges permanentes `G´

G_{dalle}=0.25 x 25=6.25 kN/m²

III.5.2.b. Poids de la machine `q´

C'est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées

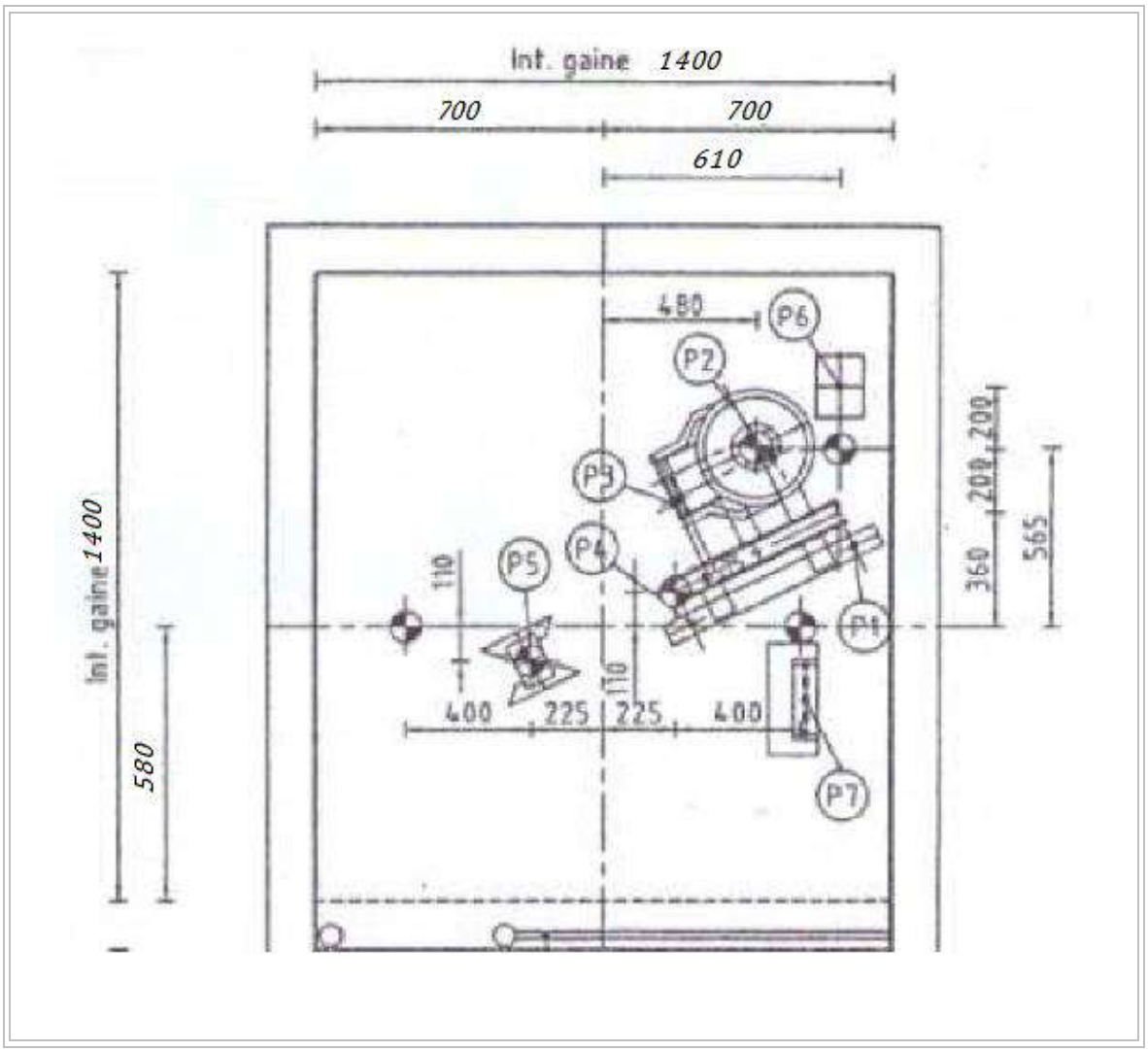


Figure III-28 : Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III-41 : Les charges concentrées

P (kN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
45	35	70	90	125	100	23

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 24.90 kN/m^2$$

$G_{tot}=G_{dall}+ q = 31.15\ kN/m^2$

III.5.2.c. La charge d'exploitation `Q´

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

$Q=5kN/m^2$

Tableau III-42 : Détermination des chargements de la dalle machine

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
31.15	5	49.55	36.15

III.5.3. Calcul des sollicitations

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.40}{1.40} = 1 > 0.4$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

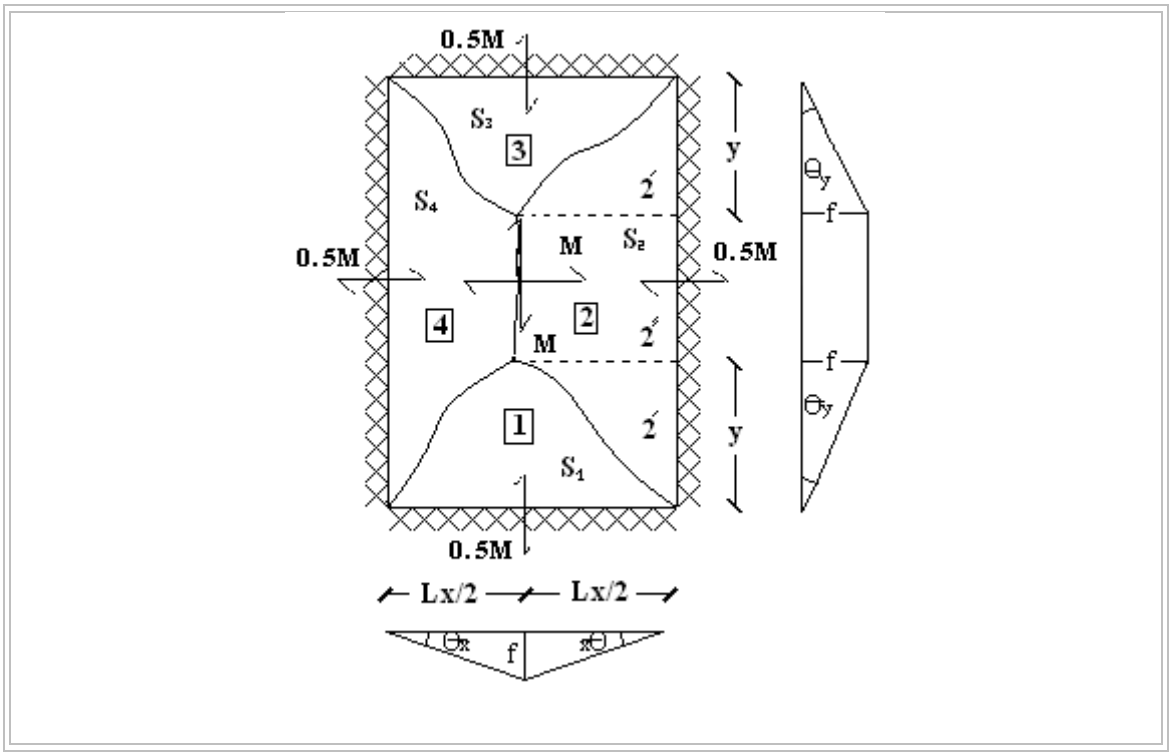


Figure III-29 : Les lignes de rupture

❖ **Travail externe**

- $T_{ext} = 4T_{ext}^{1}$

$L_x = L_y = L = 1.40$ m

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 f = q.f\left(\frac{1}{12}L\right)$$

$$T_{ext} = 4.q.f\left(\frac{1}{12}L\right) = \frac{1}{3}.q.f.L$$

❖ **Travail interne :**

- $T_{int} = 4T_{int}^{1}$

$L_x = L_y = L = 1.40$ m

$$T_{int}^{1} = 0.5M_y.L_x.\theta_y + M_y.L_x.\theta_y \quad \theta_y = \theta_x = \frac{f}{L/2} = \frac{2f}{L}$$

$$T_{int}^{1} = 3.M.f$$

$$T_{int} = 12.M.f$$

❖ **Principe du travail virtuel :**

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

A l'ELU au niveau du travée

$$M = \frac{q.l.}{36}$$

$$M_{ut} = \frac{1.4}{36} q_u = 1.93\,KN.m$$

$$M_{sert} = 0.039.q_{ser} = 1.41\,KN.m$$

A l'ELU au niveau d'appui

$$M_{uapui} = 0.5M = 0.96\,KN.m$$

$$M_{serapui} = 0.5M = 0.70\,KN.m$$

III.5.4. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur,tout en considérant une fissuration peu nuisible

f_{c28}=25 MPa	f_{t28}=2,1 MPa	f_e=400 MPa	$\sigma_{b\ adm}$=14.2 MPa	$\sigma_{s\ adm}$=348 MPa
h=25	d=22.4	c=2	c'=2	b=100

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1.2}{2} = 22.4\,cm \\ d_y = 22.4 - \frac{1.2 + 1.2}{2}. = 21.2\,cm \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-43 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A(cm²)	A_{min} (cm²)	A choisie
Sens x	En travée	1.93	0.0025	0.999	0.24	2.5	3HA12=3.39
	En appuis	0.96	0.0013	0.999	0.12	2.5	3HA12=3.39
Sens y	En travée	1.93	0.0028	0.999	0.25	2.5	3HA12=3.39
	En appuis	0.96	0.0014	0.999	12	2.5	3HA12=3.39

III.5.5. Vérification

III.5.5.a. Condition de non fragilité [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \end{cases}$

III.5.5.b. Condition d'espacement [1]

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\,cm\,,\,25\,cm] = 25\,cm$$

On prend : S = 25 cm

III.5.5.c. Vérification de l'effort tranchant [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 23.12KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{23.12 \times 10^3}{1000 \times 22.4} = 0.100\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \text{ (c.v)}$$

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

$$V_{uy} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 23.12 KN$$

$$\tau_u = \frac{23.99 \times 10^3}{1000 \times 212} = 0.113\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}\ \text{(c.v)}$$

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

III.5.5.d. Vérification à l'E.L.S [1]

- **Détermination de la valeur de « y »**

$$\mathbf{y} = \frac{\sqrt{225\,A^2 + b.d.A.30} - 15A}{b}$$

Moment d'inertie : $I = \dfrac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

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

Tableau III-44 : Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	1.41	3.39	4.35	20430.53	6.90	0.30	c.v
	appuis	0.70	3.39	4.35	20430.53	3.41	0.148	c.v
Sens y	travée	1.41	3.39	4.22	18220.56	2.25	0.094	c.v
	appuis	0.70	3.39	4.22	18220.56	3.84	0.162	c.v

III.5.5.e. Vérification de la flèche [1]

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

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}178 > 0{,}008 \text{.....} \textit{vérifiée} \\ 1.513.10^{-3} < 5.10^{-3} \text{.....} \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.5.f. Vérification de non poinçonnement [1]

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 125kN ,γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Q_u = 12.5 kN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =187.5 kN…… (c.v)

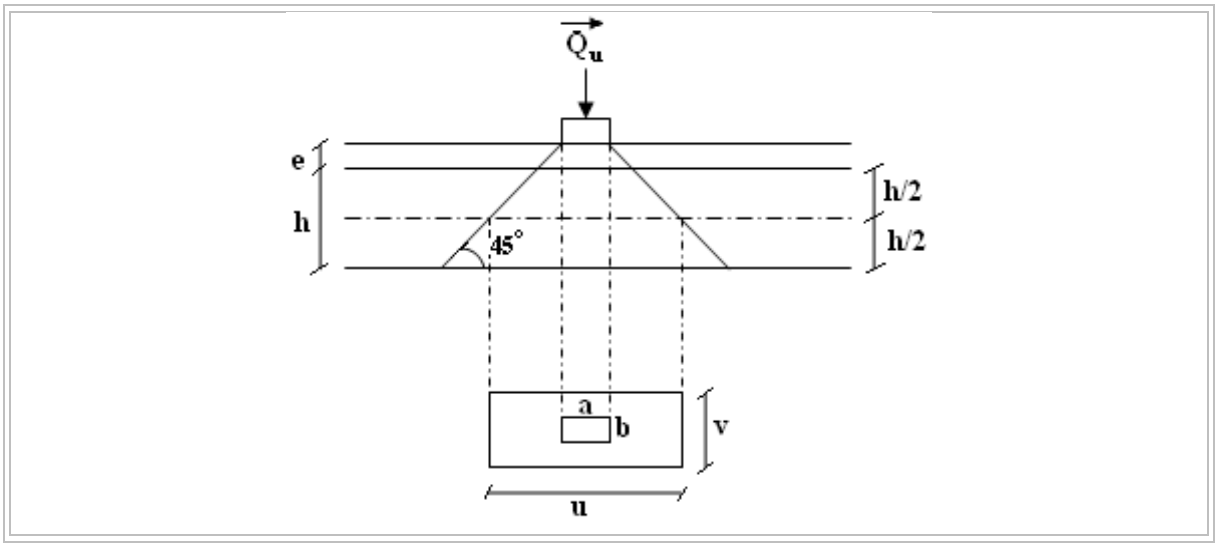


Figure III-30 : La vérification de non poinçonnement

Chapitre IV

étude 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 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.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

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

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.

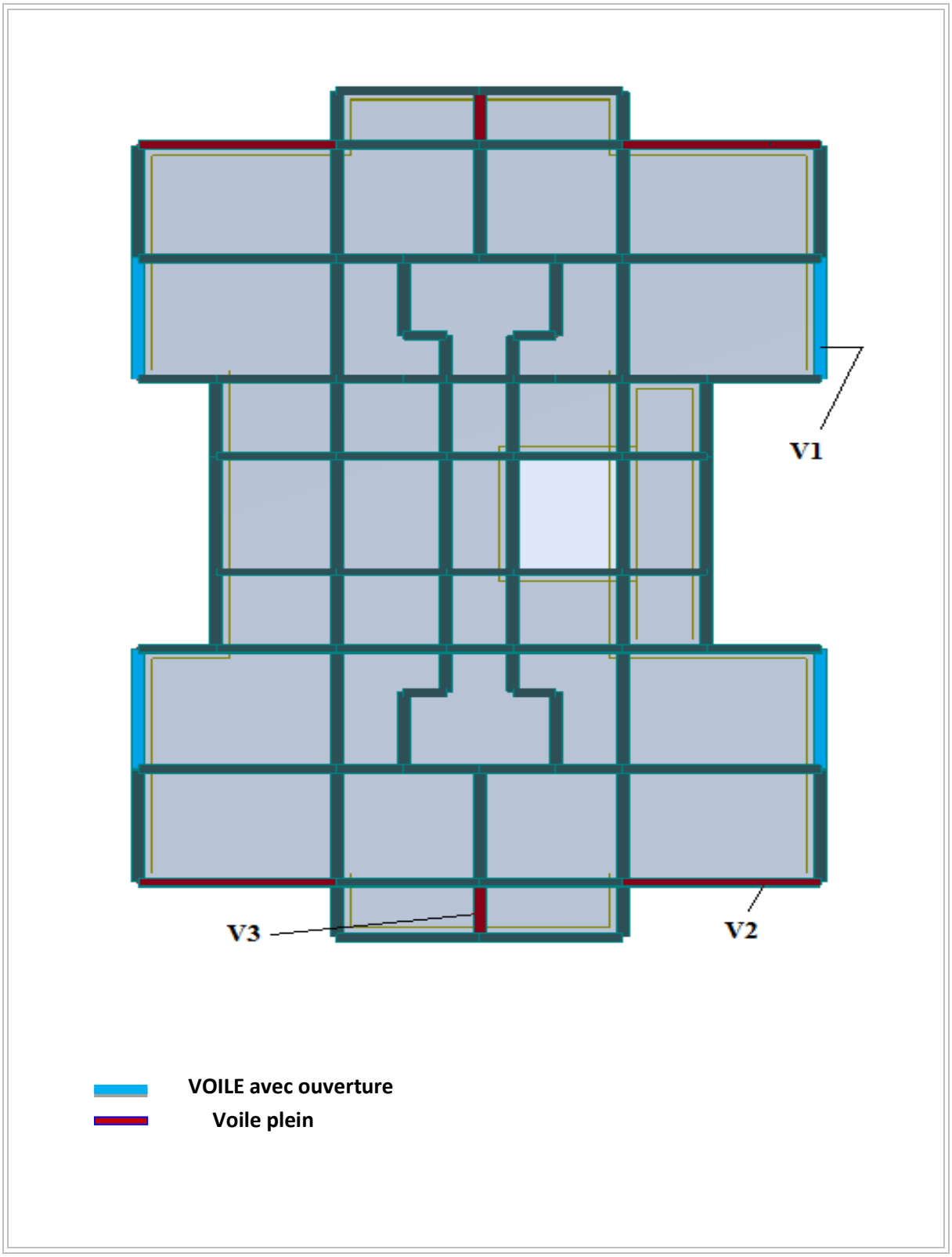


Figure IV-1 : Disposition des voiles

Tableau IV-1 : Calcul du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (Kn)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+24.48	4313.4676	66341.1317	34464.6061	15.38	7.99
+21.42	4356.6571	67005.3862	34983.9565	15.38	8.03
+18.36	4495.9631	69147.9125	36102.5837	15.38	8.03
+15.3	4495.9631	69147.9125	36102.5837	15.38	8.03
+12.24	4656.7007	71573.4898	37393.3066	15.37	8.03
+9.18	4656.7007	71573.4898	37393.3066	15.37	8.03
+6.12	4838.8701	74373.4334	38856.1269	15.37	8.03
+3.06	5491.5009	84404.3688	44096.7522	15.37	8.03

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

I: inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

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

a: demi portée de l'ouverture.

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

H_0: hauteur totale du refend.

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

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

H: hauteur d'étage.

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

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

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

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

Remarque

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

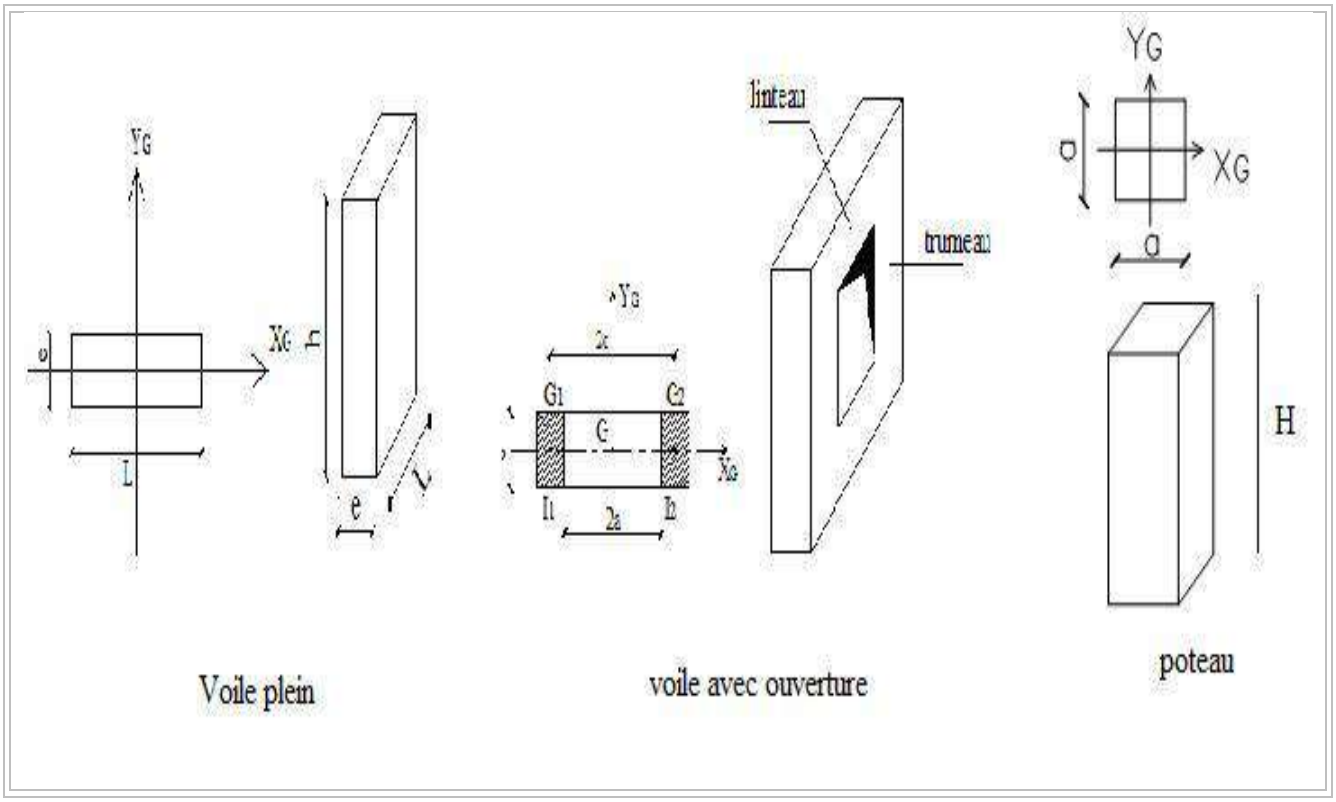


Figure IV-2: Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV-2: Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	∑IXi	∑IYi	∑IYi*Xi	∑IXi *Yi	XI(m)	YI(m)
+24.48	9888987.35	36637120.90	564211662	80100797.54	15.4	8.1
+21.42	9869222.42	36365555.95	560029562	80335470.50	15.4	8.14
+18.36	10237088.94	37544954.17	578192294	83329903.97	15.4	8.14
+15.30	10237088.94	37544954.17	578192294	83329903.97	15.4	8.14
+12.24	10660093.95	38905211.77	599140261	86773164.75	15.4	8.14
+9.18	10660093.95	38905211.77	599140261	86773164.75	15.4	8.14
+6.12	11137801.26	40445108.97	622854678	90661702.26	15.4	8.14
+3.06	12942283.92	46158874.34	710846665	104832500	15.4	8.1

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)

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

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

Tableau IV-3: Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	XG(m)	X_T(m)	Ex Théo (m)	YG(m)	Y_T(m)	Ey Théo (m)
+24.48	15.38	15.4	0.02	7.99	8.1	0.11
+21.42	15.38	15.4	0.02	8.03	8.14	0.11
+18.36	15.38	15.4	0.02	8.03	8.14	0.11
+15.3	15.38	15.4	0.02	8.03	8.14	0.11
+12.24	15.37	15.4	0.03	8.03	8.14	0.11
+9.18	15.37	15.4	0.03	8.03	8.14	0.11
+6.12	15.37	15.4	0.03	8.03	8.14	0.11
+3.06	15.37	15.4	0.03	8.03	8.1	0.07

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

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

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

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

- Excentricité théorique résultant des plans.

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

Tableau IV-4: Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
+24.48	30.8	16.2	1.54	0.81
+21.42	30.8	16.2	1.54	0.81
+18.36	30.8	16.2	1.54	0.81
+15.3	30.8	16.2	1.54	0.81
+12.24	30.8	16.2	1.54	0.81
+9.18	30.8	16.2	1.54	0.81
+6.12	30.8	16.2	1.54	0.81
+3.06	30.8	16.2	1.54	0.81

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

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

Tableau IV-5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	Ex Théo	Ex ACC	Ex Théo±Ex ACC	Ey Théo	Ey ACC	Ey Théo±Ey ACC
+24.48	0.02	1.54	1.56	0.11	0.81	0.92
+21.42	0.02	1.54	1.56	0.11	0.81	0.92
+18.36	0.02	1.54	1.56	0.11	0.81	0.92
+15.3	0.02	1.54	1.56	0.11	0.81	0.92
+12.24	0.03	1.54	1.57	0.11	0.81	0.92
+9.18	0.03	1.54	1.57	0.11	0.81	0.92
+6.12	0.03	1.54	1.57	0.11	0.81	0.92
+3.06	0.03	1.54	1.57	0.07	0.81	0.88

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3 .1. Introduction

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre cas, on a choisi la méthode modale spectrale pour étudier la structure dynamiquement.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2.1. Principe

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

IV.3.2.2. 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 donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

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 IIa, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15

b. facteur de correction d'amortissement η

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

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

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

- Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 80% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 4.

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

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

e. périodes caractéristiques [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

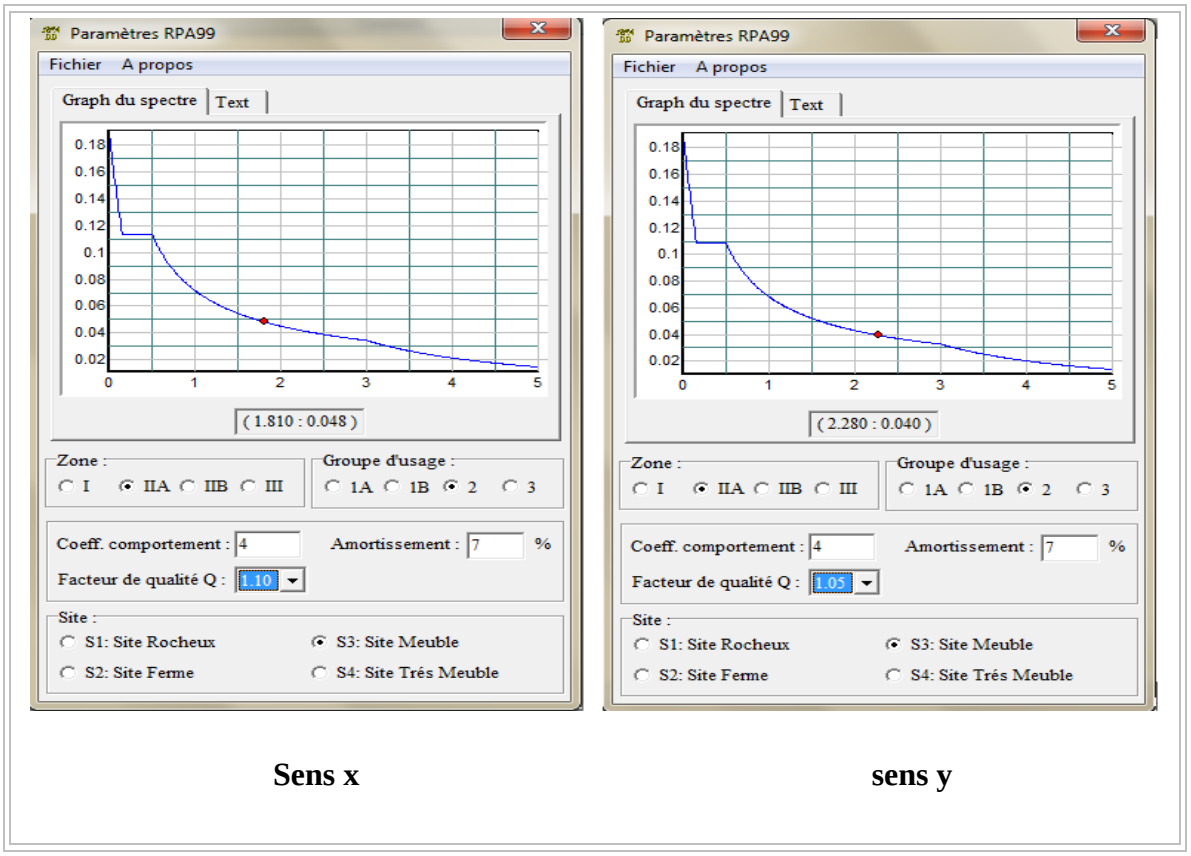


Figure IV-3 : Spectre de réponse

IV.4. 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 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.4.1. Vérification de comportement

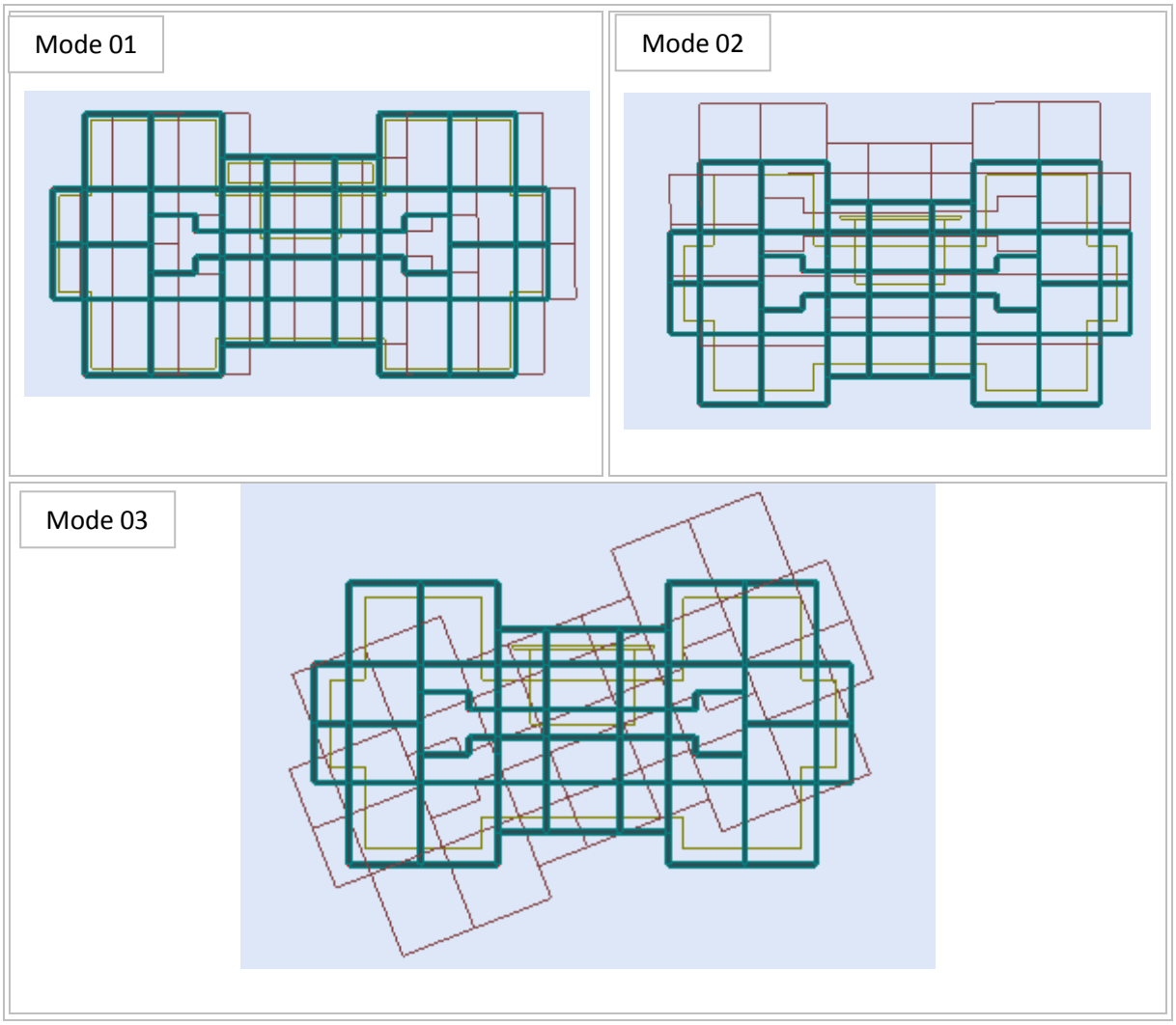


Figure IV-4 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1 : translation pure suivant l'axe x

Mode 2 : translation pure suivant l'axe y

Mode 3 : rotation pure autour de l'axe z

IV. 4.2. Vérification de participation massique

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV-7: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens x	Sens y
1	0.57	65.32	0.00
2	0.50	65.32	65.47
3	0.38	65.33	65.48
4	0.14	84.64	65.48
5	0.13	84.64	84.80
6	0.09	84.64	84.80
7	0.07	91.06	84.80
8	0.06	91.06	91.52

D'après le tableau précédent on remarque que le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) à partir du 8ème mode.

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

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 [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

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 = 0.15

- **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 en utilisant la formule suivante :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.20

Dy= 2.09

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

R = 4

- **Q : facteur de qualité**

$$Q_X = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1{,}05$$

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

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

$\beta = 0.2$ tableau 4.5

W= 37305.82 Kn

Tableau IV-8: Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.15	2.20	2.09	4	1.1	1.05	37305.82	4513.99	4093.37

Tableau IV-9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	4513.99	2674.72	3611.19	c.n.v
Y	4093.37	2786.93	3274.69	c.n.v

Pour les deux directions x et y la condition n'est pas vérifiée ,Donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse $V_t < 0.80$ V ,(force, déplacement , moment,…) dans le rapport (0.80 V /V_t)

- Pour la direction x ,on a :$\frac{0.8V}{V_t} = 1.36$

- Pour la direction y, on a :$\frac{0.8V}{V_t} = 1.18$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons par le coefficient « 1.36 »,et le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons par le coefficient « 1.18 ».

Tableau IV-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V

X	4513.99	3637.62	3611.19	c.v
Y	4093.37	3288.58	3274.69	c.v

IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement

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

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 : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = Y_G.Wi$

Avec :

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

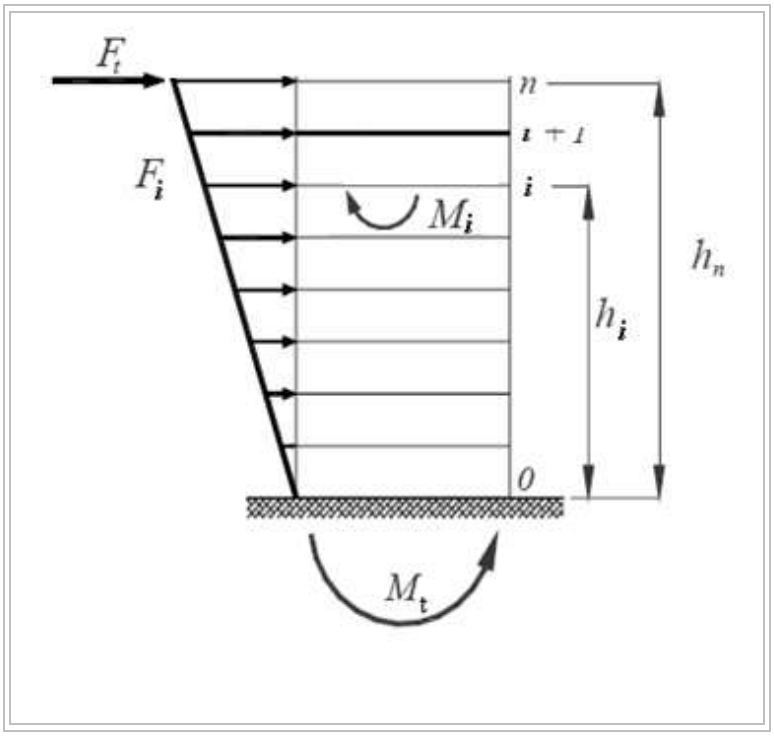


Figure IV-5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,39s → Ft = 0
- TY = 0,54 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V_X - F_{tx}) = \alpha_x.(V_X - F_{tx})$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V_Y - F_{ty}) = \alpha_Y.(V_Y - F_{ty})$$

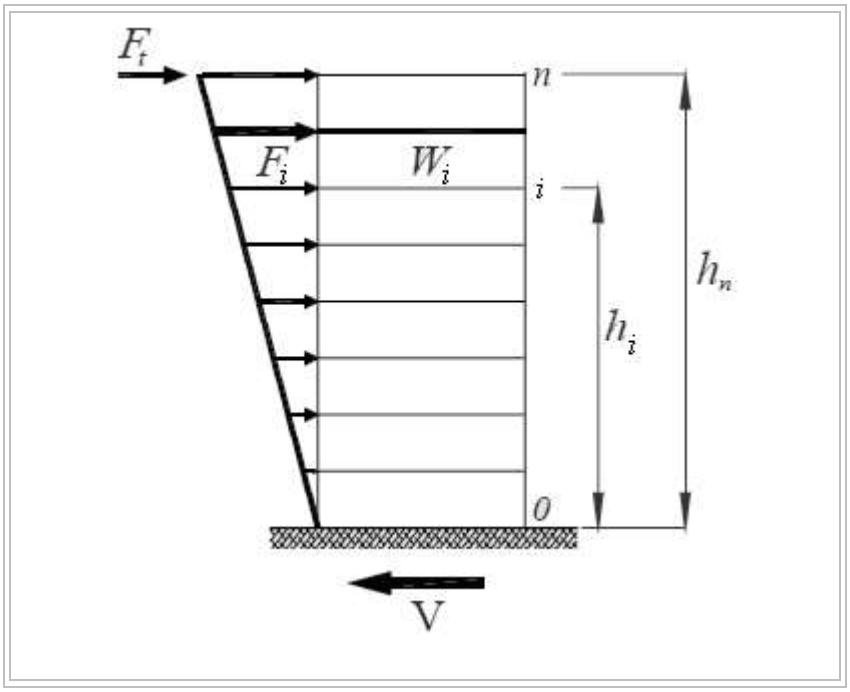


Figure IV-6 : Distribution des forces sismiques

V_x = 3637.62 KN

Tableau IV-11: Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wihi	αx	Fix (kN)
+24.48	4313.46	105593.68	0.212	773.77
+21.42	4356.65	93319.59	0.187	683.82
+18.36	4495.96	82545.88	0.166	604.88
+15.3	4495.96	68788.23	0.138	504.06
+12.24	4656.70	56998.01	0.114	417.67
+9.18	4656.70	42748.51	0.086	313.25
+6.12	4838.87	29613.88	0.059	217.00
+3.06	5491.50	16803.99	0.033	123.13
SOMME		496411.80	1	3637.62

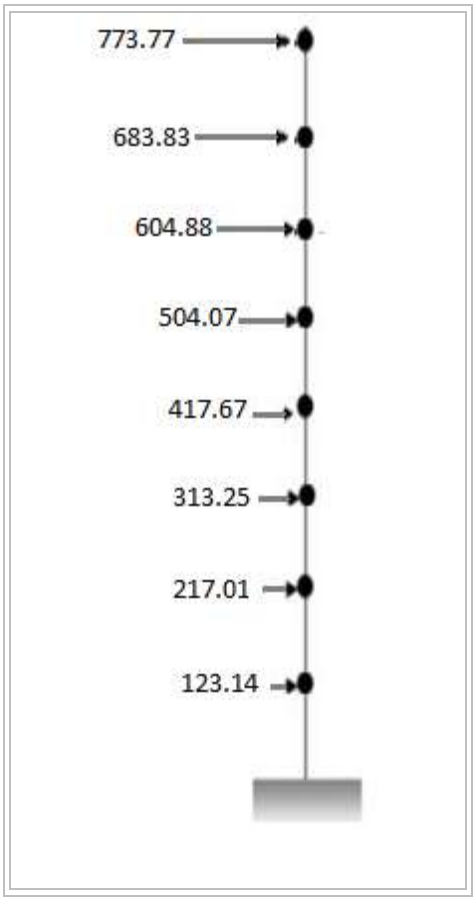


Figure IV-7: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 3288.58 kN

Tableau IV-12: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wihi	αx	Fiy (kN)
+24.48	4313.46	105593.68	0.212	699.53
+21.42	4356.65	93319.59	0.187	618.21
+18.36	4495.96	82545.88	0.166	546.84
+15.3	4495.96	68788.23	0.138	455.70
+12.24	4656.70	56998.01	0.114	377.59
+9.18	4656.70	42748.51	0.086	283.20
+6.12	4838.87	29613.88	0.059	196.18
+3.06	5491.50	16803.99	0.033	111.32
SOMME		496411.80	1	3288.58

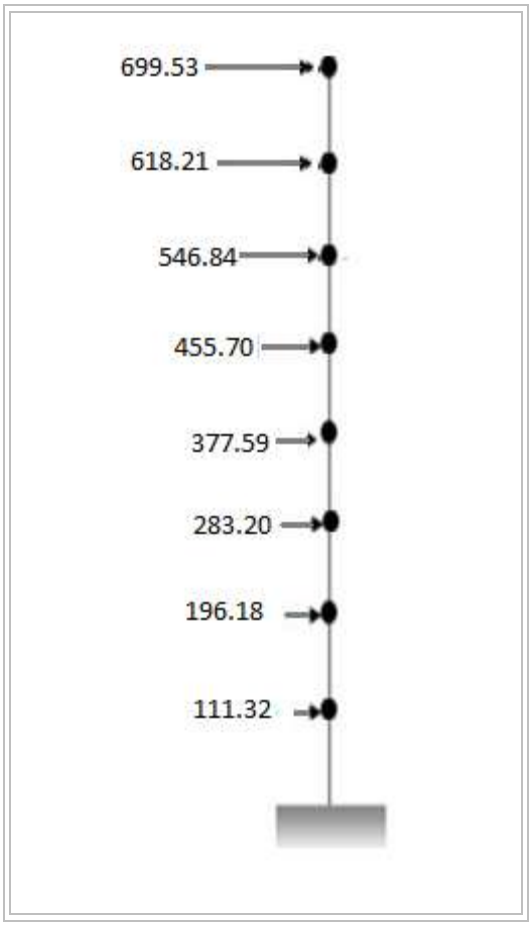


Figure IV-8: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 4.4.2. Moment de renversement

Tableau IV-13: calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
+24.48	773.77	699.53	773.77	699.53
+21.42	683.82	618.21	683.83	618.21
+18.36	604.88	546.84	604.88	546.84
+15.3	504.06	455.70	504.07	455.70
+12.24	417.67	377.59	417.67	377.59
+9.18	313.25	283.20	313.25	283.20
+6.12	217.00	196.18	217.01	196.18
+3.06	123.13	111.32	123.14	111.32
∑Mo			3637.62	3288.58

IV. 4.4. 3. Moment stabilisant

Tableau IV-14: calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	XG(m)	YG(m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
+24.48	773.77	699.53	7.99	66341.13	34464.61
+21.42	683.83	618.21	8.03	67005.39	34983.96
+18.36	604.88	546.84	8.03	69147.91	36102.58
+15.3	504.07	455.70	8.03	69147.91	36102.58
+12.24	417.67	377.59	8.03	71573.49	37393.31
+9.18	313.25	283.20	8.03	71573.49	37393.31
+6.12	217.01	196.18	8.03	74373.43	38856.13
+3.06	123.14	111.32	8.03	84404.37	44096.75
∑Mt				573567.12	299393.22

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

Tableau IV-15: Vérification de stabilisation

Mtx (kN.m)	Mty (kN.m)	Mox (kN.m)	Moy (kN.m)	Mtx/Mox	Mty/Moy	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
573567.12	299393.22	3637.62	3288.58	28.26	16.31	OUI

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

IV. 4.5. Vérification des déplacements

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: 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 adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

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

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+24.48	1.4	5.6			
+21.42	1.1	4.4	1.2	3.06	c.v
+18.36	0.9	3.6	0.8	3.06	c.v
+15.3	0.7	2.8	0.8	3.06	c.v
+12.24	0.5	2	0.8	3.06	c.v
+9.18	0.3	1.2	0.8	3.06	c.v
+6.12	0.2	0.8	0.4	3.06	c.v
+3.06	0.1	0.4	0.4	3.06	c.v
±0.00	00	00	0.4	0.00	c.v

Tableau IV-17: Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+24.48	1.1	4.4			
+21.42	1.0	4.0	0.4	3.06	c.v
+18.36	0.8	3.2	0.8	3.06	c.v
+15.3	0.6	2.4	0.8	3.06	c.v
+12.24	0.4	1.6	0.8	3.06	c.v
+9.18	0.3	1.2	0.4	3.06	c.v
+6.12	0.1	0.4	0.8	3.06	c.v
+3.06	0.00	0.00	0.4	3.06	c.v
±0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	c.v

IV. 4.6. 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 $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$\frac{1}{(1-\theta_K)}$ Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

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

hk (m)	Pk(KN)	Fix(KN)	Vkx(KN)	Δkx (cm)	θ	θ≤ 0.10
+24.48	4313.46	773.77	773.77	1.20	0.021	c.v
+21.42	8670.12	683.83	1457.60	0.80	0.015	c.v
+18.36	13166.08	604.88	2062.48	0.80	0.016	c.v
+15.3	17662.05	504.07	2566.55	0.80	0.017	c.v
+12.24	22318.75	417.67	2984.22	0.80	0.019	c.v
+9.18	26975.45	313.25	3297.48	0.40	0.010	c.v
+6.12	31814.32	217.01	3514.48	0.40	0.011	c.v
+3.06	37305.82	123.14	3637.62	0.40	0.013	c.v

Tableau IV-19: Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (m)	Pk(KN)	Fiy(KN)	Vky(KN)	Δky (cm)	θ	θ≤ 0.10
+24.48	4313.47	699.53	699.52	0.40	0.008	c.v
+21.42	8670.12	618.21	1317.74	0.80	0.017	c.v
+18.36	13166.09	546.84	1864.58	0.80	0.018	c.v
+15.3	17662.05	455.70	2320.28	0.80	0.019	c.v
+12.24	22318.75	377.59	2697.87	0.40	0.010	c.v
+9.18	26975.45	283.20	2981.07	0.80	0.023	c.v
+6.12	31814.32	196.18	3177.25	0.40	0.013	c.v
+3.06	37305.82	111.32	3288.58	0.00	0	

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

Remarque

Les dimensions définitives sont :
-Poutres principales : 30x40 cm^2
-Poutres secondaires : 25x30 cm^2
-Epaisseur du voile : a=15 cm

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 le 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'exploitation.
- ➢ 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 :

Situation durable

γ_b =1,5 γ_s =1,15 σ_b = 25 MPa $\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa FeE 400

$\overline{\sigma_s} = 348MPa$

Situation accidentelle

γ_b =1,15 γ_s =1,00 σ_b = 25 MPa $\overline{\sigma_b}$ =18.48,2Mpa FeE 400

$\overline{\sigma_s} = 400MPa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99

V.2.2.a. 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 recouvrement.
- 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 IIa.

V.2.2.b. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

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

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

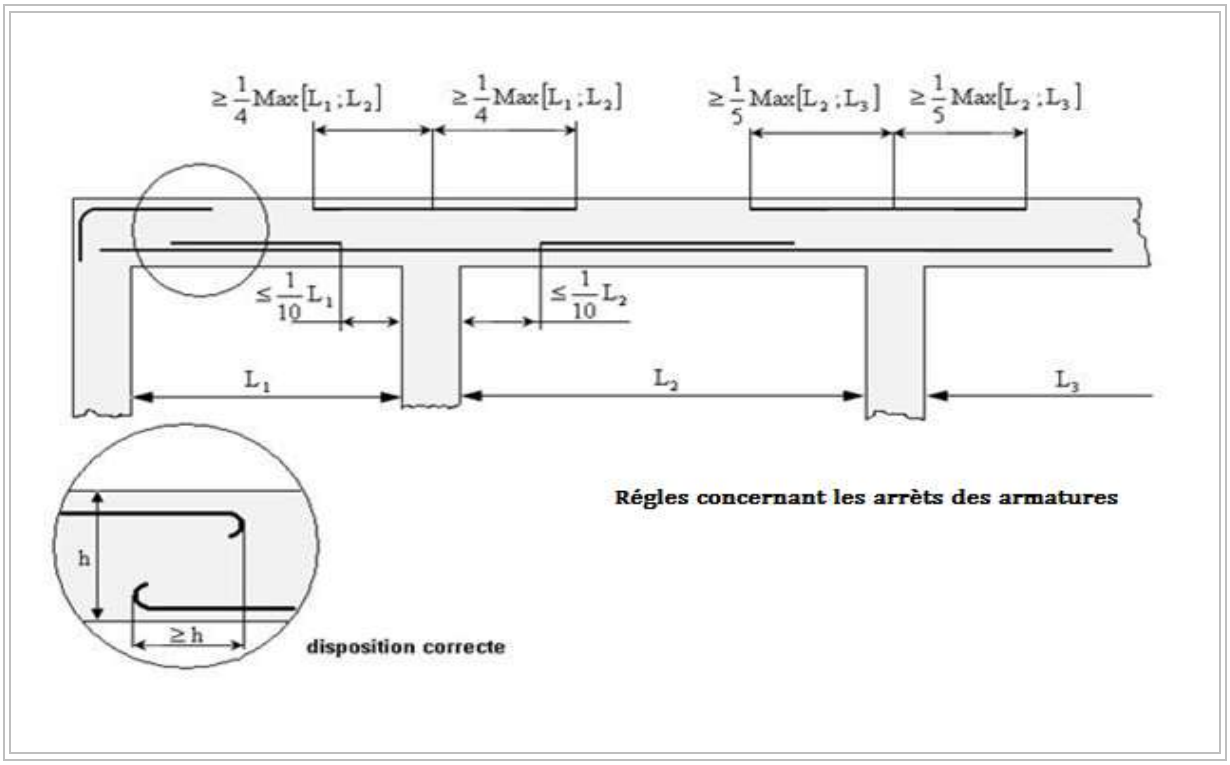


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	59.64	1.35G+1.5 Q	0.00	4.8	**5.75**	**3HA14 +1HA12**
		Appui	-76.76	1.35G+1.5 Q	0.00	6.3	6.88	**3HA14 2HA12**
	Etages	Travée	62.98	G+Q-Ey	0.00	4.4	4.62	**3HA14**
		Appui	-102.10	1.35G+1.5 Q	0.00	8.6	9.24	**6HA14**
Rive	Terrasse	Travée	15.58	0.8G-Ey	0.00	1.2	3.39	**3HA12**
		Appui	-36.16	G+Q+Ey	0.00	2.5	3.39	**3HA12**
	Etages	Travée	27.09	0.8G-Ey	0.00	1.8	3.39	**3HA12**
		Appui	-47.08	G+Q+Ey	0.00	3.2	3.39	**3HA12**

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Inter	terrasse	Appui	-35.74	G+Q+EX	0.00	3.4	**4.52**	**3HA12 +1HA12**
	étage	Appui	-41.43	G+Q+EX	0.00	4	**4.52**	**3HA12 +1HA12**
Rive	terrasse	Appui	-35.51	G+Q+EX	0.00	3.4	**4.52**	**3HA12 +1HA12**
	étage	Appui	-27.94	G+Q+Ex	0.00	2.7	**4.52**	**3HA12 +1HA12**

En travée ,On aura 3HA12filantes .

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

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

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, pour les poutres de rive donc :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive	Terrasse	Travée	7.49	3.39	0.9	15	10.7	202	c.v
		Appui	-12.38	3.39	1.5		17.8		
	Etages	Travée	6.79	3.39	0.8	15	9.7	202	c.v
		Appui	-12.77	3.39	1.5		18.3		

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
inter	terrasse	Appui	-24.21	4.62	8.1	15	-	-	c.v
	étages	Appui	-25.29	4.62	8.5	15	-	-	c.v
rive	terrasse	Appui	-14.97	4.62	5.0	15	134.4	202	c.v
	étages	Appui	-17.96	4.62	6.0	15	161.3	202	c.v

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{tot} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{tot} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V-5 : vérification des poutres principales selon la condition de CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2) de la zone tendue	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiair	Terrasse	Travée	5.65	1.20	c.v
		appui	6.88	1.20	c.v
	Etages	Travée	4.62	1.20	c.v
		appui	9.24	1.20	c.v
Rive	Terrasse	Travée	3.39	1.20	c.v
		appui	3.39	1.20	c.v
	Etages	Travée	3.39	1.20	c.v
		appui	3.39	1.20	c.v

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions de RPA

	Niveau	$A_{totale}(cm^2)$	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiair	Terrasse	10.27	6	48.00	c.v
		10.27		48.00	c.v
	Etages	9.24	6	48.00	c.v
		13.85		48.00	c.v
Rive	Terrasse	9.24	6	54.00	c.v
		9.24		48.00	c.v
	Etages	9.24	6	48.00	c.v
		9.24		48.00	c.v

Tableau V-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition de CBA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
terrass	appui	4.62	0.75	c.v
etage	appui	4.62	0.75	c.v

Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
terrasse	appui	9.24	3.75	30	c.v
etage	appui	9.24	3.75	30	c.v
terrasse	travée	6.79	3.75	30	c.v
etage	travée	6.79	3.75	30	c.v

V.2.5. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{ Zone courante} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{ Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

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 (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-9 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×40	1.08	25	1.83	10	20	1.01	5	15	**2.01=4Φ8**
25×30	1.39	22	1.97	7.5	15	0.6	5	15	**2.01=4Φ8**

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V-10 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

	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 V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
inter	Terrasse	80.71	1.35G+1.5Q	0.71	3.3	c.v
	Etage	87.71	1.35G+1.5Q	0.78	3.3	c.v
Rive	Terrasse	111.85	1.35G+1.5Q	0.99	2.5	c.v
	Etage	122.33	1.35G+1.5Q	1.08	2.5	c.v

Tableau V-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Interir	Terrasse	29.98	1.35G+1.5Q	0.43	3.33	c.v
	Etage	95.68	G+Q+EX	1.39	4.34	c.v
Rive	Terrasse	33	G+Q-EX	0.48	3.26	c.v
	Etage	36.09	G+Q-EX	0.52	3.26	c.v

V.2.7. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$ (K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80)

Tableau V-13 : 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	0.09	0.062	c.v	0.09	0.080	c.v	0.0017	0.0105	c.v
PS	0.068	0.062	c.v	0.076	0.075	c.v	0.0029	0.0105	c.v

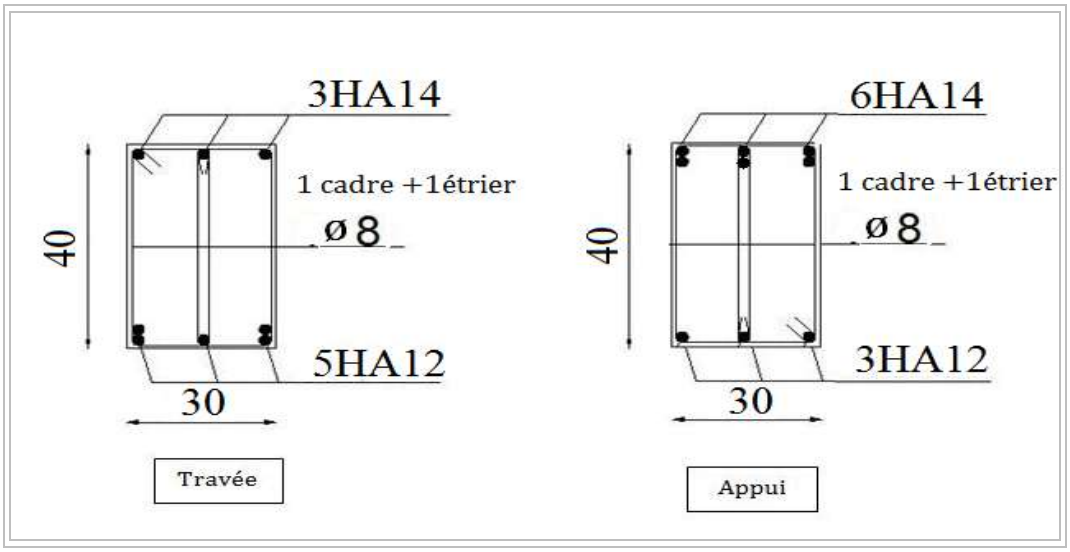


Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales

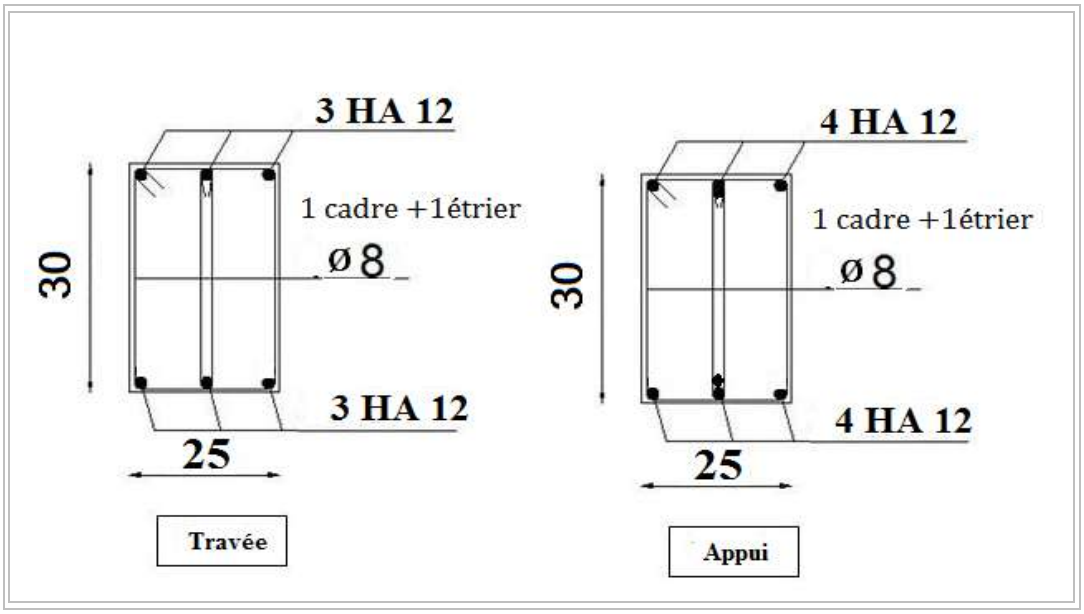


Figure V-3 : Ferraillages des poutres secondaires

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales

V.3.1.a. Recommandations des règlements

- **Selon le CBA**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**

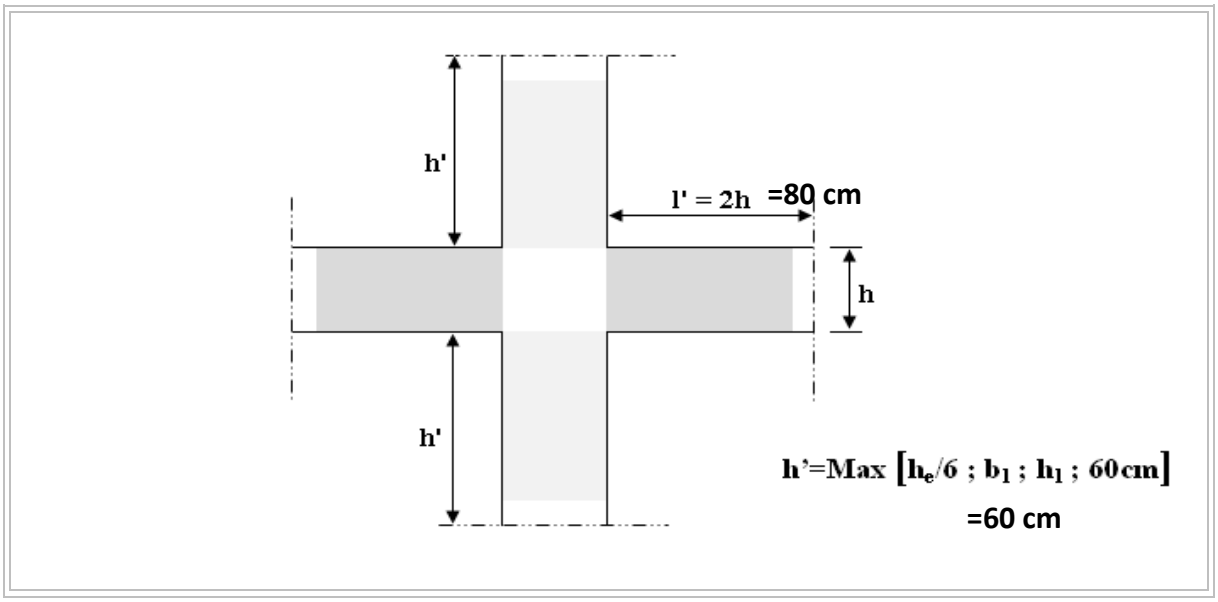


Figure V-4 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$0{,}8\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

$0{,}8\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence de l'effort normal**

Le calcul en flexion composé se fera avec N_{max} et son M_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence du moment**

Le calcul en flexion composé se fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum**

Le calcul en flexion composé se fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement, dans la flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités ; Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\, L^2 f\, (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-14 : corrections des moments dans les poteaux

	cas	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	A_{calc} (cm^2)	Section	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
45x45 (RDC)	1	N_{max} (kN)	1655.21	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	16.2	20.61	**4HA20 +4HA16**
		M_{corres}(kN.m)	11.98						
	2	M_{max} (kN.m)	-57.12	G+Q+EX	0	S.E.C	16.2	20.61	**4HA20 +4HA16**
		N_{corres} (kN)	940.64						
	3	N_{min} (kN)	-44.22	0.8G-Ex	2.43	S.P.T	16.2	20.61	**4HA20 +4HA16**
		M_{corres}(kN.m)	25.83						
45x45 (1er etage)	1	N_{max} (kN)	1425.62	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	16.2	20.61	**4HA20 +4HA16**
		M_{corres}(kN.m)	-17.37						
	2	M_{max} (kN.m)	-52.75	G+Q+EX	0	S.E.C	16.2	20.61	**4HA20 +4HA16**
		N_{corres} (kN)	831.40						
	3	N_{min} (kN)	-50.07	0.8G-EX	1.86	S.P.T	16.2	20.61	**4HA20 +4HA16**
		M_{corres}(kN.m)	16.15						
40x40 (2eme etage)	1	N_{max} (kN)	1202.80	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	12.8	16.08	**8HA16**
		M_{corres}(kN.m)	10.87						
	2	M_{max} (kN.m)	60.22	G+Q-EX	0	S.E.C	12.8	16.08	**8HA16**
		N_{corres} (kN)	462.65						
	3	N_{min} (kN)	-47.36	0.8G-Ex	1.90	S.P.T	12.8	16.08	**8HA16**
		M_{corres}(kN.m)	15.22						
40x40 (3eme etage)	1	N_{max} (kN)	990.18	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	12.8	14.20	**4HA16 +4HA14**
		M_{corres}(kN.m)	12.04						
	2	M_{max} (kN.m)	68.06	G+Q+Ex	0	S.E.C	12.8	14.20	**4HA16 +4HA14**
		N_{corres} (kN)	587.35						
	3	N_{min} (kN)	-39.57	0.8G-EX	1.89	S.P.T	12.8	14.20	**4HA16 +4HA14**
		M_{corres}(kN.m)	16.69						
35x35 (4eme etage)	1	N_{max} (kN)	782.15	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	9.8	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	7.82						
	2	M_{max} (kN.m)	62.78	G+Q-EX	1.89	S.P.C	9.8	12.32	**8HA14**
		N_{corres} (kN)	320.96						
	3	N_{min} (kN)	-28.61	0.8G-Ex	1.61	S.P.T	9.8	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	13.08						
35x35 (5eme etage)	1	N_{max} (kN)	582.16	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	9.8	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	8.91						
	2	M_{max} (kN.m)	-63.89	G+Q+EX	2.0	S.P.C	9.8	12.32	**8HA14**
		N_{corres} (kN)	331.35						
	3	N_{min} (kN)	-136.26	0.8G-EX	5.10	S.P.T	9.8	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	-33.62						

30x30 (6ème etage)	1	N_{max} (kN)	384.43	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	7.2	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	5.25						
	2	M_{max} (kN.m)	52.98	G+Q-EX	4.25	S.P.C	7.2	12.32	**8HA14**
		N_{corres} (kN)	157.35						
	3	N_{min} (kN)	-9.36	0.8G-Ex	1.20	S.P.T	7.2	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	9.99						
30x30 (7ème etage)	1	N_{max} (kN)	192.39	1.35G+1.5Q	0	S.E.C	7.2	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	8.50						
	2	M_{max} (kN.m)	-33.94	G+Q-EY	2.91	S.P.C	7.2	12.32	**8HA14**
		N_{corres} (kN)	62.13						
	3	N_{min} (kN)	-3.51	0.8G-Ex	1.32	S.P.T	7.2	12.32	**8HA14**
		M_{corres}(kN.m)	11.91						

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.P.T : section partiellement tendue.

V.3.1.e. Vérification 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 Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée : $\sigma_b = k.y_1$

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

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 V-15: vérification des armatures à ELS des poteaux

	Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissur-ation	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive	45X45	7.71	583.55	20.61	**préj**	2.1	41.8	15	202
	45X45	13.10	508.24	20.61	**préj**	1.9	35.9	15	202
	40X40	12.41	433.67	16.08	**préj**	2.5	33.4	15	202
	40X40	17.49	358.85	14.20	**préj**	2.4	25.5	15	202
	35X35	13.98	282.03	12.32	**préj**	2.8	20.9	15	202
	35X35	17.91	207.13	12.32	**préj**	2.6	10.4	15	202
	30X30	12.07	132.25	12.32	**préj**	3.2	0.3	15	202
	30X30	14.74	64.54	12.32	**préj**	0	3.8	15	202
Intermédiaire	45X45	15.94	1205.93	20.61	**peu**	4.3	-----	15	-
	45X45	19.58	1038.71	20.61	**peu**	3.8	-----	15	-
	40X40	16.58	876.41	16.08	**peu**	3.2	----	15	-
	40X40	18.68	721.59	14.20	**peu**	2.8	----	15	-
	35X35	15.81	570.11	12.32	**peu**	4.3	----	15	-
	35X35	17.11	424.54	12.32	**peu**	3.9	----	15	-
	30X30	12.90	280.62	12.32	**peu**	4.3	----	15	-
	30X30	11.07	140.91	12.32	**peu**	3.6	----	15	-

Préj : fissuration préjudiciable

peu : fissuration peu nuisible

V.3.2. Détermination des armatures transversales

V.3.2.a. 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.b. Contrainte tangentielle admissible $\overline{\tau u}$

La contrainte tangentielle limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93**

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

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 :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ 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.c. 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 V-16 : 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)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
45x45	G+Q+EX	94.35	0.49	17.83	0.075	1.875	4.34	c.v
40x40	G+Q+EX	115.27	0.76	18.53	0.075	1.875	4.34	c.v
35x35	G+Q+EX	108.10	0.95	21.18	0.075	1.875	4.34	c.v
30x30	G+Q-EX	85.96	1.04	24.71	0.075	1.875	4.34	c.v

V.3.2.d. 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 $Ø_t$ est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Sachant que, dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ 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 $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15\,cm)$ en zone IIa.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min $15\phi_l$ en zone IIa.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés 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.

Application des recommandations.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant,en respectant les conditions précédentes:

Tableau V-17 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	P	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
45x45	94.35	314.00	16.47	2.5	69.77	courante	15	4HA10
						nodale	10	4HA10
40x40	115.27	314.00	18.53	2.5	78.5	courante	15	4HA10
						nodale	10	4HA10
35x35	108.10	314.00	21.18	2.5	89.7	courante	15	4HA10
						nodale	10	4HA10
30x30	85.96	314.00	24.71	2.5	104.6	courante	15	4HA10
						nodale	10	4HA10

V.3.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
45x45	courante	0.465	OUI
	nodale	0.697	OUI
40x40	courante	0.523	OUI
	nodale	0.785	OUI
35x35	courante	0.598	OUI
	nodale	0.897	OUI
30x30	courante	0.697	OUI
	nodale	1.04	OUI

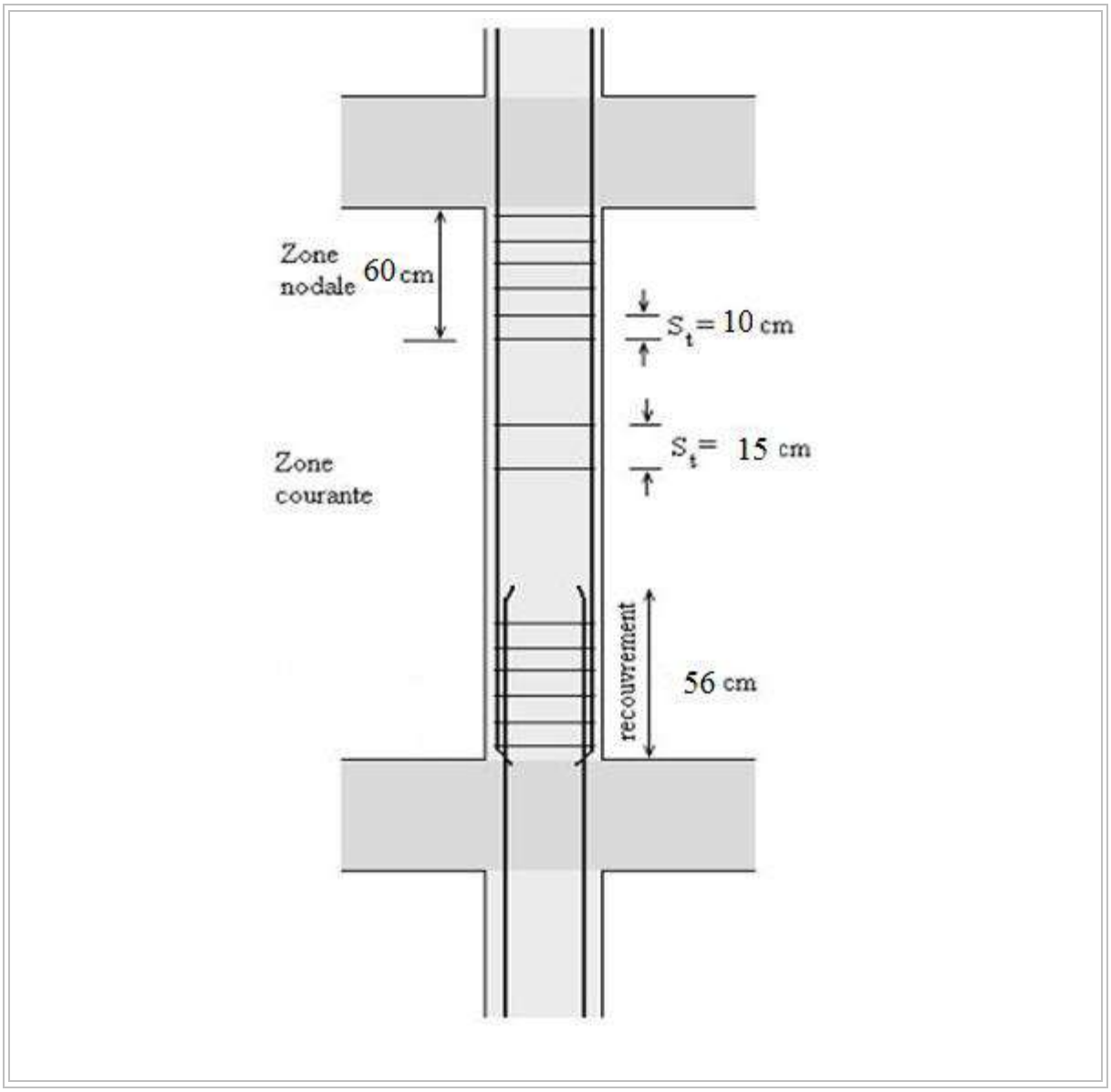


Figure V-5 : Disposition des armatures dans les poteaux

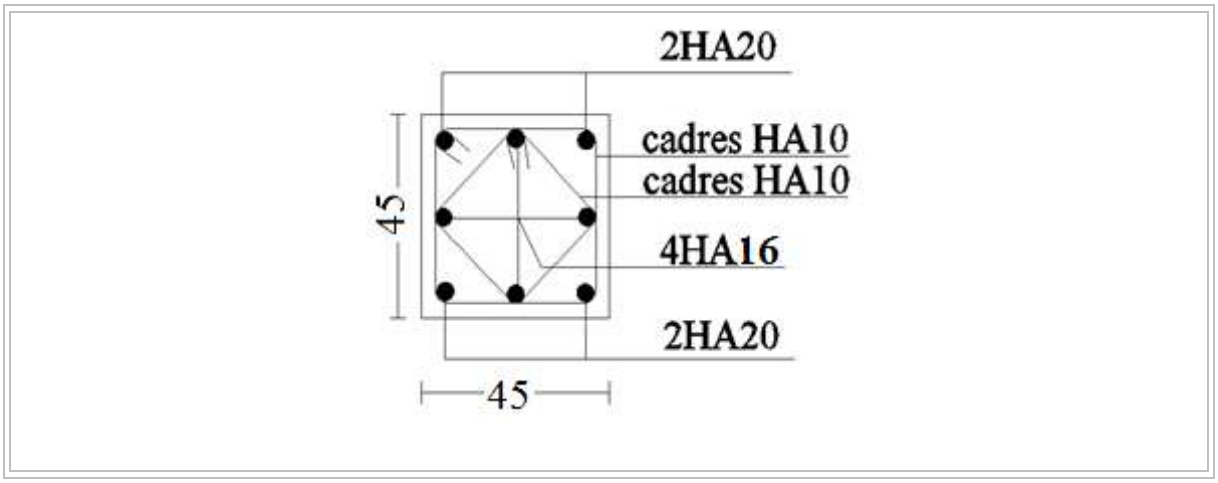


Figure V-6 : Ferraillage des poteaux (45×45) RDC & 1eme étage

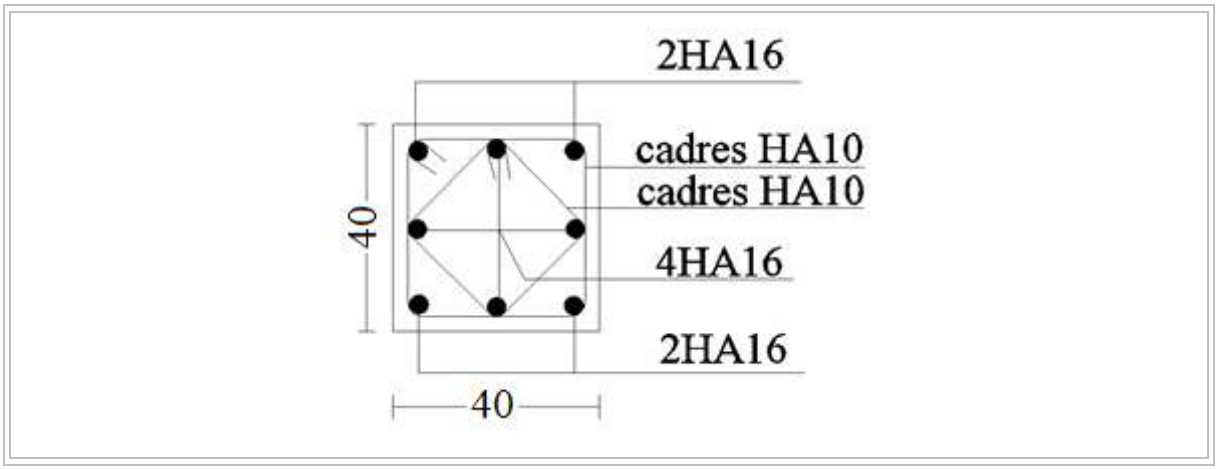


Figure V-7 : Ferraillage des poteaux (40×40) 2eme étage

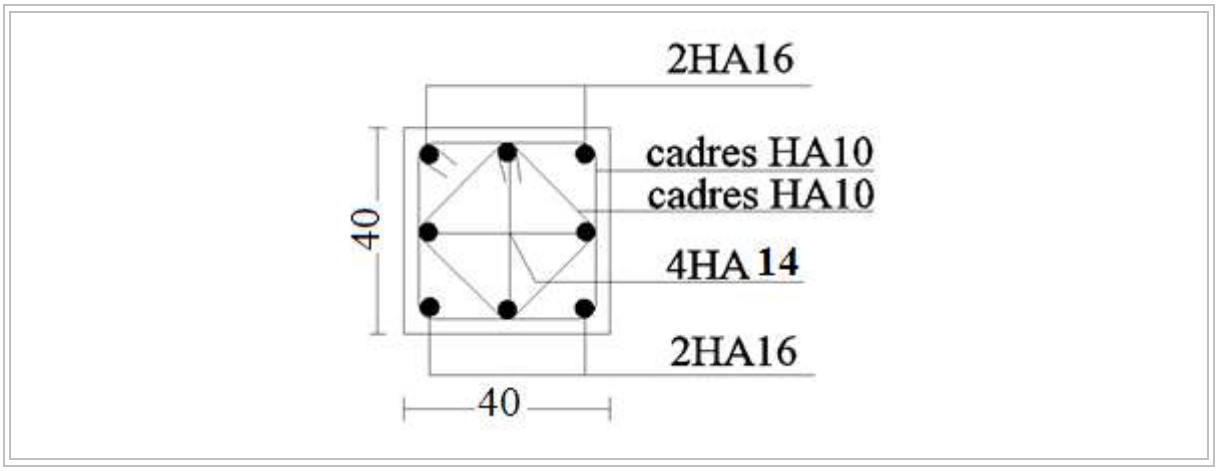


Figure V-8 : Ferraillage des poteaux (40×40) 3eme étage

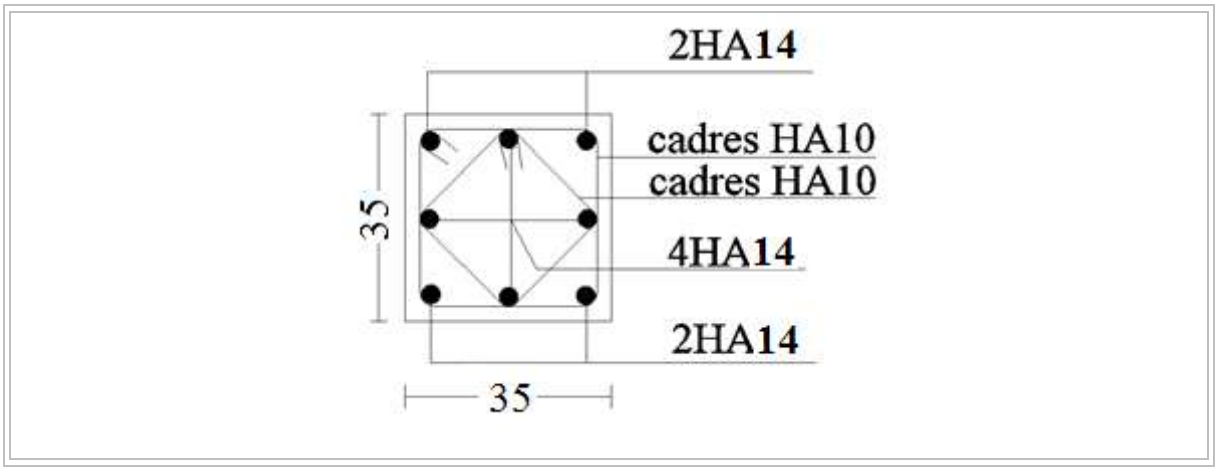


Figure V-9 : Ferraillage des poteaux (35×35)4eme&5emeetage

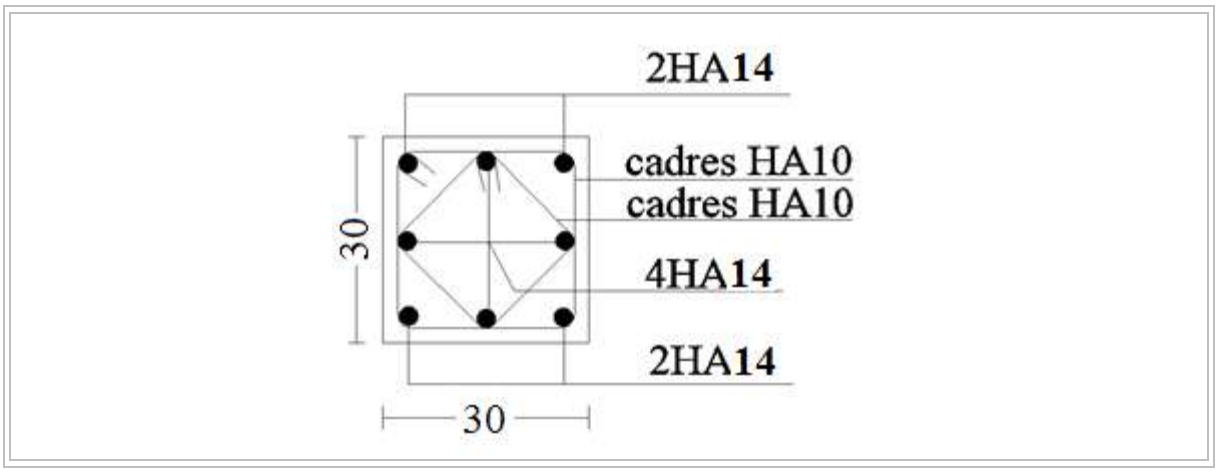


Figure V-10 : Ferraillage des poteaux (30×30) 6eme&7emeetage

V.4 Ferraillage des voiles

V.4.1. 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. Voiles avec files d'ouvertures

V.4.2.a. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.

- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Méthode de calcul [6]

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)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

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 contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig.V- 11).

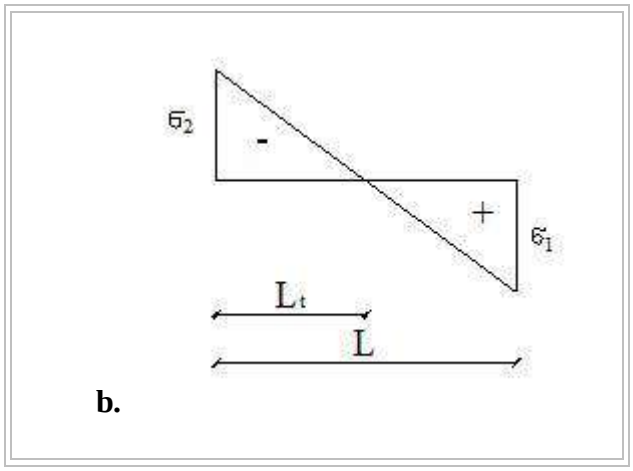


Figure V-11: Diagramme des contraintes (SPC)

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L \text{ (la longueur tendue)}$$

c. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. V-12), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

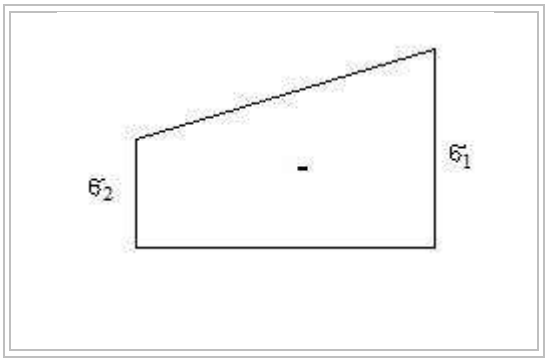


Figure V-12 : Diagramme des contraintes (SET)

d. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. V-13), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

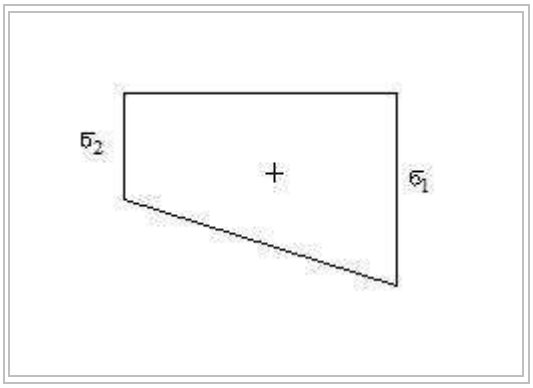


Figure V-13 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.4.4. Recommandations réglementaires

V.4.4.a. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haute 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(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ 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.4.4.b. 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:

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: 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)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;\,30cm\right]$$

V.4.4.c. Armatures transversales

Ce sont des armatures haute adhérence 400, 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.4.4.d. Recommandations pour les voiles et les trumeaux

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\,;\,30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

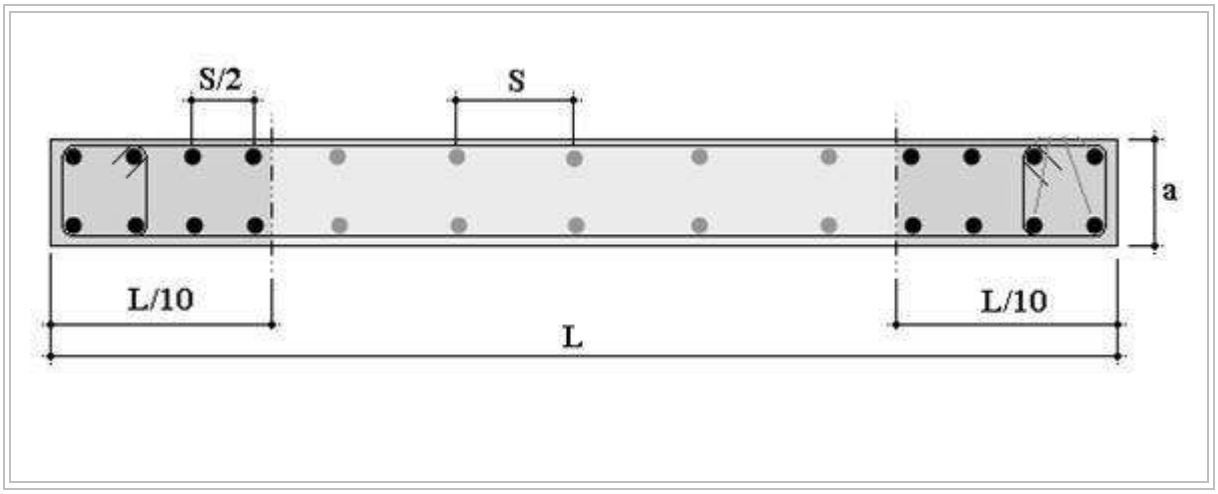


Figure V-14 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.5. Armatures verticales et horizontales

Détermination des armatures à l'état accidentel de résistance

Situation durable

γ_b =1,5 γ_s =1,15

σ_b = 25 MPa FeE 400

$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa $\overline{\sigma_s} = 348MPa$

situation accidentelle

γ_b = 1, 15 γ_s =1,00

σ_b =25 MPa FeE 400

$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa $\overline{\sigma_s} = 400MPa$

Les résultats du calcul des armatures à l'état accidentel de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

V.4.5.1. les voiles pleins

a. Les armatures verticales

Tableau V-19 : Armatures verticales dans les voiles pleins

	Niveau	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	Type	L_T (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		s (cm)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	choix
									CBA	RPA			
V2	RDC+1e	-5.18	2.78	ACC	SPC	1.76	366,96	10.4	3	4.50	20	11.31	2×(10HA12)
	2e-3e	-2.93	1.03	ACC	SPC	0.52	40,17	3.84	3	4.50	20	11.31	2×(10HA12)
	4e-5e	-1.69	0.30	ACC	SPC	0.30	6,75	1.13	3	4.50	20	11.31	2×(10HA12)
	6e-7e	-0.74	-0.04	ACC	SEC	0.1	117	0.2	3	4.50	20	11.31	2×(10HA12)
V3	RDC+1e	-5.66	4.07	ACC	SPC	1.84	561,66	33.59	6.6	9.23	15	33.93	2×(30HA12)
	2e-3e	-3.68	2.54	ACC	SPC	1.80	342,9	20.92	6.6	9.45	15	33.93	2×(30HA12)
	4e-5e	-1.95	1.18	ACC	SPC	1.66	146,91	9.72	6.6	9.68	15	33.93	2×(30HA12)
	6e-7e	-0.70	0.31	ACC	SPC	1.35	31,38	2.54	6.6	9.90	15	33.93	2×(30HA12)

b. calcul des armatures horizontales

Tableau V-20 : calcul des armatures horizontales dans les voiles pleins

	Niveau	VU	τ_u	$\overline{\tau}_u$	vér	A_{min}^{RPA}	S_h	$A_{adoptée}$ (cm²)	choix
V2	RDC+1e	158.21	0.82	5	c.v	6.22	20	7.04	2×(14HA8)
	2e-3e	100.89	0.52	5	c.v	6.22	20	7.04	2×(14HA8)
	4e-5e	59.12	0.30	5	c.v	6.22	20	7.04	2×(14HA8)
	6e-7e	31.24	0.16	5	c.v	6.22	20	7.04	2×(14HA8)
V3	RDC+1e	366.39	0.86	5	c.v	5.99	20	7.04	2×(14HA8)
	2e-3e	381.89	0.90	5	c.v	5.99	20	7.04	2×(14HA8)
	4e-5e	267.11	0.62	5	c.v	5.99	20	7.04	2×(14HA8)
	6e-7e	138.08	0.32	5	c.v	5.99	20	7.04	2×(14HA8)

c. Armatures transversales

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

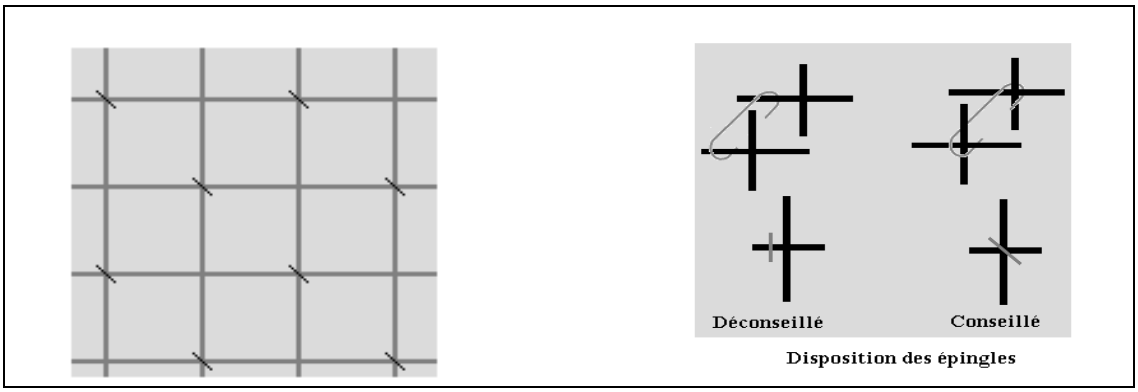


Figure V-15 : disposition des armatures transversales (épingles)

V.4.5.2 les voiles avec ouvertures

a. les trumeaux

a.1. Calcul des armatures verticales

Tableau V-21 : Armatures verticales dans les trumeaux

	Niveau	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	Type	F (KN)	LT (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		S (cm)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	choix
									CBA	RPA			
V1	RDC+1e	-0.62	1.40	ACC	SPC	109,2	1.04	3.93	3	3.38	20	12.57	2×(8HA10)
	2e-3e	-1.11	1.97	ACC	SPC	141,84	0.96	5.53	3	3.38	20	12.57	2×(8HA10)
	4e-5e	-0.88	1.03	ACC	SPC	62,57	0.81	2.88	3	3.38	20	12.57	2×(8HA10)
	6e-7e	-0.53	0.15	ACC	SPC	3,71	0.33	0.40	3	3.38	20	12.57	2×(8HA10)

a.2. Calcul des armatures horizontales

Tableau V-22 : Armatures horizontales dans les trumeaux

	Niveau	VU (kN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	A_{min}^{RPA}	S_h	$A_{adoptée}$ (cm^2)	choix
V1	RDC+1e	65.52	0.33	5	c.v	8	6.22	20	7.04	2×(14HA8)
	2e-3e	79.04	0.40	5	c.v	8	6.22	20	7.04	2×(14HA8)
	4e-5e	60.32	0.31	5	c.v	8	6.22	20	7.04	2×(14HA8)
	6e-7e	31.73	0.16	5	c.v	8	6.22	20	7.04	2×(14HA8)

b. les linteaux (sens transversal)

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

b.1. Recommandations réglementaires

❖ **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

b.2. Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

b.3. Aciers transversaux

On distingue deux cas:

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{L}{H} \begin{cases} \boldsymbol{\lambda}>1 \text{ (linteau longe)} \\ \boldsymbol{\lambda} <1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

linteau long ($\boldsymbol{\lambda}$ >1)

On à: $S_t \le A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

linteau court ($\boldsymbol{\lambda}$ <1)

On doit avoir: $S_t \le \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

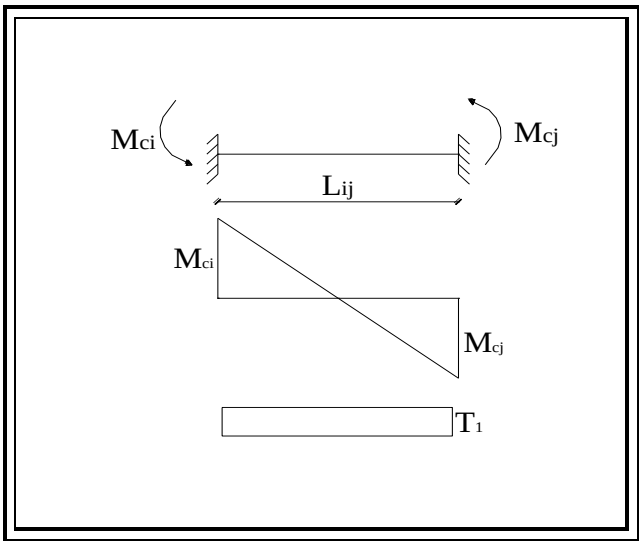


Figure V-16 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

b.4. Ferraillage minimal

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

- $A_l \geq 0.15\% \, b.h$
- $A_c \geq 0.2\% \, b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ A_D = 0.15\% \, b.h & \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\% \, b.s & \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\% \, b.s & \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \end{cases}$

b.5. Calcul de ferraillage

Les résultats obtenus serrent présenter au tableau suivant :

b.5.1.calcul des armatures longitudinales

Tableau V-23 : Calcul des armatures dans les linteaux

niv	M (kN.m)	V_U (kN)	τ	$\tau_b \leq 1.5$	A_{cal}			A_{min}^{RPA}	$A_{adoptie}$		
					A_D	A_l	A_c		A_D	A_l	A_c
RDC	23.09	48.67	0.42	oui	-	1.30	-	**2.92**	-	**6HA12**	-
étages	45.74	188.65	1.63	non	3.80	2.29	3.06	**3.06**	**4HA12**	**8HA10**	**6HA10**

b.5.2.calcul des armatures transversales

Tableau V-24 : Calcul des armatures horizontales

niveau	S	λg	$\lambda g > 1$	T (KN)	s	$A_{t\,cal}$	A_{min}^{RPA}	A_{choi}
RDC	15x440	1.2	oui	48.67	15	1	-	**7HA8**
étages	15x440	-	-	188.65	25	0.95	0.95	**5HA8**

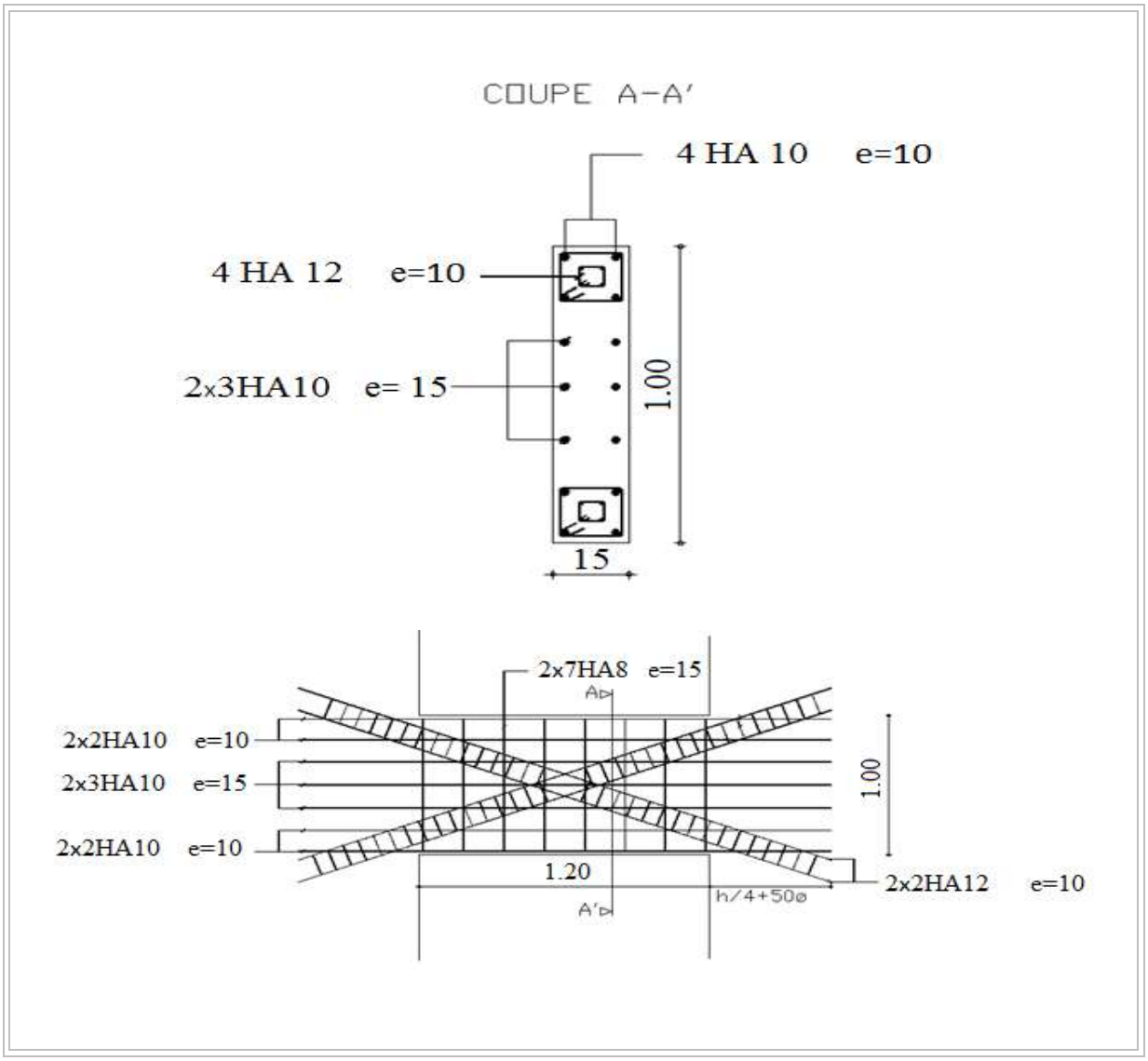


Figure V-17 : Schéma du ferraillage du linteau.(sens longitudinal)

b.6. Recommandations pour les linteaux

- ✓ Les armatures longitudinales et de peau doivent être ancrées dans les trumeaux de 35 Φ (ancrage droit).

  Ancrage :

  - 35 cm pour les barres de HA 10.
  - 45 cm pour les barres de HA 12.

- ✓ Les armatures transversales doivent être munies d'un crochet à 135° de 8 cm de longueur.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

Une fondation est un élément 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 des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Type de la fondation

Pour les fondations, on distingue : les fondations superficielles (radiers, semelles isolées, filante) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI 3. Connaissance du lieu & du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Notre rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'une couche de fondation de nature argilo sableuse .

- De faible humidité et de moyenne compacité. W%=12.86%.
- Peu plastique.
- Peu compressible et peu gonflant
- De moyenne cohésion c=1 bars.
- Le tassement total est de l'ordre de 1.50 cm.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est modérée.
- Le taux de carbonates est faible à moyen.

Dans notre cas, on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 2.0 bars** avec un ancrage de 1.50m.

VI.4. Choix du type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelle isolées
- Semelles filantes
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées et filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (Ss / Sb < 50 %). [7]

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : N = NG + NQ

$\bar{\sigma}_{sol}$ = 2 bars = 20 t/ m^2

VI.4.1.Calcul des surfaces revenant aux semelles

- Surface totale des semelles =260.48 m² : (Ss).
- Surface totale du bâtiment = 370.98m² (Sb).

Verification

$S_s / S_b = 260.48 / 370.98 = 70$ **[7]**

$S_s / S_b = 70\ \% > 50\ \%$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

1). L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte Pression apportée par la structure.

2). La réduction des tassements différentiels.

3). Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

4). La facilité de l'exécution.

Les dimensions du radier sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous radier.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.4.2. calcul du radier

Le radier nervuré sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux et les voiles.

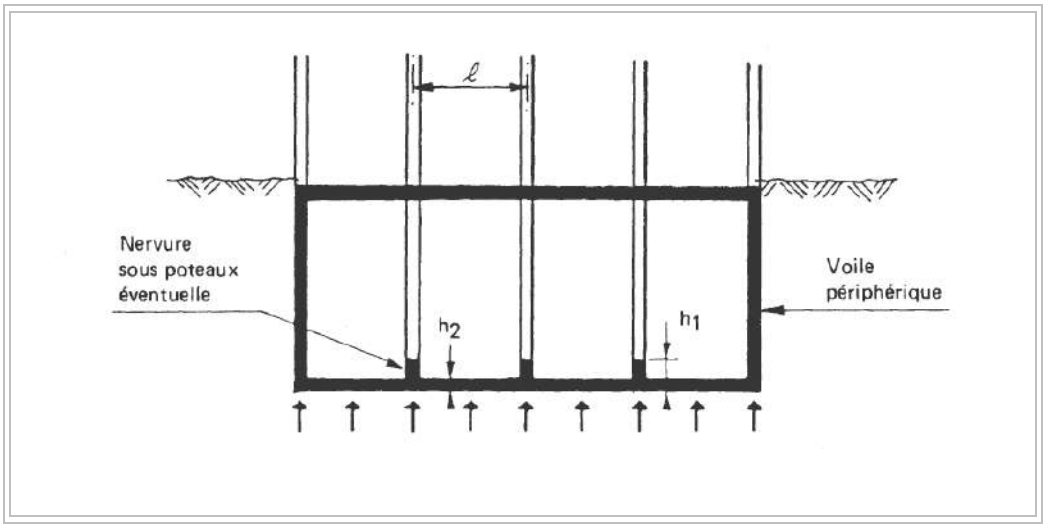


Figure VI-1 : Schémas d'un radier nervuré

VI.4.2.1. Dimensionnement du radier

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{470}{20} = \frac{470}{20} = 23.5cm$$

On adopte : h=30cm.

VI.4.2.2. Ferraillage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de poisson et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{4.4}{4.7} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ directions$$

a. Les panneaux du radier

a.1. Evaluation des charges

$\sum N_i$ = 41180.26 kN

P_r= 2605.31 kN

P_{rem}=8162.73kN

P_{amors}=303.75kN

P_{tot}= P_r+P_{rem}+P_{amors}= 11071.79 Kn

a.2. Vérification de la surface du radier

$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{52252.05}{416.85} = 125.34 < \overline{\sigma_s} = 200$ kN/m² → C.V

Donc la surface du radier est suffisante.

à l'ELU: q_u=169.22 kN/m².

à l'ELS: q_{ser}=125.34kN/m².

a.3. Calcul des moments de la dalle :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Détermination des moments à l'ELU**

Mx = μx.qu.lx² = 0.0486x169.22x (4.1)² = 138.24 kN.m

My = μy. Mx = 0.7244x138.24 = 100.14 kN.m

En travée:

Mtx = 0.85Mx= 0.85x138.24 = 117.50 kN.m.

Mty = 0.85My=0.85x100.14 =85.11 kN.m.

Aux appuis:

Max = -0.3 Mx = -0.3 x138.24 = -41.47 kN.m.

May = -0.3 Mx = -0.3 x138.24 = -41.47 kN.m.

- **Détermination des moments à l'ELS**

Mx = μx.q_{ser}.lx² = 0,0556 x125.63x (4.1)² =117.41 kN.m.

My = μy. Mx = 0.8074 x117.41= 94.79 kN.m.

En travée:

Mtx = 0.85Mx=0.85x117.41= 99.79 kN.m.

Mty = 0.85My=0.85x94.79= 80.57 kN.m.

Aux appuis:

Max = -0.3 Mx = -0.3x117.41= -35.22 kN.m.

May = -0.3 Mx = -0.3x117.41=- 35.22 kN.m.

❖ **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance**

Tableau VI-1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M (kN.m)	D (cm)	A_{Cal} (cm²)	$A_{Min\ CBA}$ (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	117.50	27	7.2	3.00	8HA20=25.13
	Y	85.11	27	5.1	3.00	8HA20=25.13
Appui	X	41.47	27	4.1	3.00	8HA14=12.32
	Y	41.47	27	4.1	3.00	8HA14=12.32

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI-2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	25.13	99.79	184.60	8.86	Oui	Oui
	Y	25.13	80.57	149.04	7.15	Oui	Oui
Appui	X	12.32	-35.22	127.89	3.96	Oui	Oui
	Y	12.32	-35.22	127.89	3.96	Oui	Oui

a.4. Espacement des armatures :

Et travée

$S_t = \frac{100}{8} = 12.5cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$

Sur appui

$S_t = \frac{100}{8} = 12.5cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$

a.5. Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$Tx = \frac{qu\,.\,lx\,.\,ly}{2ly + lx} = \frac{169.22 \cdot 4.1 \cdot 4.70}{2 \cdot 4.70 + 4.10} = 241.54\ kN$$

$$Ty = \frac{qu\,.\,lx\,.\,ly}{3ly} = \frac{169.22 \cdot 4.10 \cdot 4.70}{3 \cdot 4.70} = 231.26kN$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{241.54.10^3}{1000 * 270} = 0.89 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167 \text{MPa}$$

D'où la condition ci-dessus est vérifiée, donc on n'a pas besoin d'armatures transversales

a.6.Vérification au non poinçonnement

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28} / \gamma_b$ (art A.5.2.4) CBA93.

Avec:

- N_u: Effort normal du poteau le plus solicité.
- μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen. ($\mu_c = 2[(a+b)+2h]$)

On a

$N_u = 1751.57$ kN

$0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}/\gamma_b$ =2415 kN

Donc $N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$ **C.V**

b. Nervure

b.1. Dimensionnement

b.1.1. Condition forfaitaire :

L'épaisseur du nervure doit saisfaire :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$$

avec :L_{max} :la plus grande distance entre deux poteaux

h_r:épaisseur du nervure.

D'où : $h_r \geq 470/10 = 47$ cm ; alors **$h_r \geq 47$ cm .**

b.1.2. condition de la longueur élastique :

$$Le \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e: longueur élastique.

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un métre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m) .

$$Le^4 = \frac{4EI}{Kb} \quad , \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^2}}$

L_{max} = 4.70 m , E = 32164.2 MPa , K=0.04 N/mm^3 (sol moyen)

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 0.04 \times 4700^4}{32164.2 \times \pi^4}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h \geq 66.87\ cm}$$

Donc : on choisit h= 70 cm et b=45 cm

Alors : on a des nervures de 45x70 cm.

b.1.3. Evaluation des charges

- **À l'ELU**

$$q_u = 142.08\ \text{kN/ml}$$

❖ **À l'ELS**

$$q_{ser} = 103.70 \text{ kN/ml}$$

b.1.4. Calcul des moments

En appuis

❖ **À l'ELU**

$$M_a = -\frac{q_u.\ell^2}{12} = \frac{142.08x4.7^2}{12} = \text{-261.54 kN.m}$$

❖ **À l'ELS**

$$M_a = -\frac{q_{ser}.\ell^2}{12} = \frac{103.70x4.7^2}{12} = \text{-190.89 kN.m}$$

En travées

❖ **À l'ELU**

$$M_t = \frac{q_u\ell^2}{24} = \frac{142.08x4.7^2}{24} = 130.77 \text{ kN.m}$$

❖ **À l'ELS**

$$M_t = \frac{q_{ser}\ell^2}{24} = \frac{103.70x4.7^2}{24} = 95.44 \text{ kN.m}$$

b.1.5. Calcul du ferraillage

b.1.5.1. Armatures longitudinales

❖ **Calcul à l'ELU de résistance**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \quad \text{et} \quad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{Si } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Tableau VI-3 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	μ	d (cm)	A (cm²)	Choix
Travée	130.77	0.048	65	5.9	4HA20=12.57cm²
Appui	-261.54	0.096	65	12.2	8HA20=25.13cm²

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification sera faite comme suite :

Tableau VI-4 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
Travée	12.57	95.44	3.71	129.80	Oui	Oui
Appui	25.13	-190.89	5.85	134.57	Oui	Oui

b.1.5.2. Armatures transversales

❖ **Calcul de l'effort tranchant Tu**

$$\mathrm{Tu} = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{142.08\text{x}4.7}{2} = 333.88\ \mathrm{kN.m}$$

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{333.88 * 10^3}{450\,.\,650} = 1.14\ \mathrm{MPa} < [\tau] = 2.50\ \mathrm{MPa}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant-§armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

❖ **Zone nodale**

- Sa longueur ℓ_{nodal} =100 cm.
- A_t = 4T10.
- S_t = 10cm.

- **Zone courante**
  - A_t = 4T10.
  - S_t = 20cm.

c. Calcul du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50cm .Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

c.1. Détermination de D (débord)

$D \geq Max\ (h_r/2, 30cm) = 30cm$

Soit : D= 50cm

D'ou : D'ou : Sr = S+DxP

Alors la surface de radier est Sr= 416.85 m^2

b = 1 m

h = 30 cm

d = 0.9 h = 27 cm

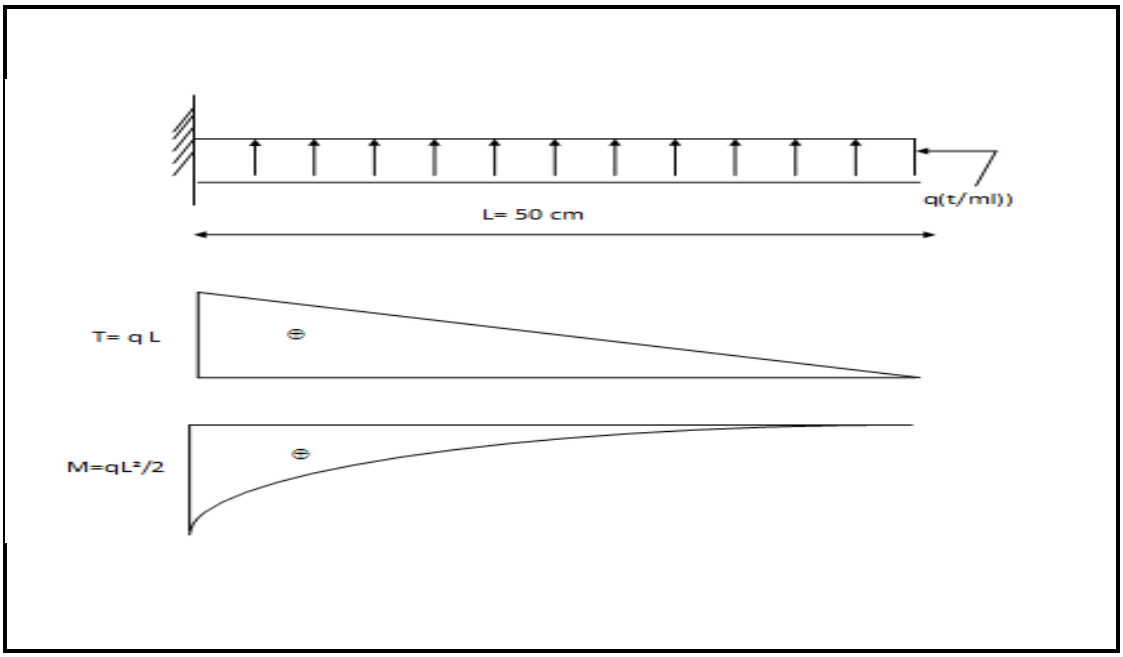


Figure VI-2 : Schéma statique du débord de radier

$qu = 169.22\,KN/m^2 \times 1ml$

$q_{ser} = 125.34\,KN/m^2 \times 1ml$

$f_{bc} = 14{,}2MPa$

VI.4.2.c.1.1. Calcul à l'ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 21.15 KN.m$$

Tableau VI-5 : Calcul à l'ELU du débord du radier

Mu(KN.m)	d(m)	μ	A_S (cm2)	A_S choisi(cm2)
21.15	0.25	0.023	3.5	5HA12=5.65 cm^2

c.1.2. Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 15.66 KN.m$$

Tableau VI-6 : Calcul à l'ELS du déborde du radier

A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs ≤ [σs]	σb ≤ [σb]
5.65	15.66	120.01	2.37	Oui	Oui

Observation pour des raisons pratiques et constructives, on adopte pour la $A_{débord}$ le prolongement des aciers du radier.

c.1.3. vérifications

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} \quad \text{Tel que} \begin{cases} A_s^{min} = 0.23bd\dfrac{f_{tj}}{f_e} \\ A_s^{min} = 3.25cm \end{cases}$$

c.1.4. Vérification au cisaillement

$\tau u < \overline{\tau u} = 0{,}05\ f28$

$$\tau u = \frac{Vu}{bd}$$

b =1 m.

d =0,90 x 0.30 = 0,27 m.

$$Vu = q_u . L = 84.61KN$$

$$\tau u = \frac{84.61}{0.25} = 0.338MPa$$

$\tau u < \overline{\tau u} = 1{,}25$…….. (c.v).

On prévoit des chainages intermédiaire au niveau du plate-forme de dimensions (30x20) cm² afin d'éviter

Des poteaux de RDC élancés.

Le projet de fin d'études est une phase importante dans la formation de l'étudiant Master et c'est la meilleure occasion pour lui de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années d'étude universitaire.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différents techniques et logiciels de calcul, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances théorique.

Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement des ingénieurs et des chercheurs dans le domaine de génie civil.

Cependant, dans ce projet on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA93 et RPA99.

A cet effet, 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.

Pour la structure étudiée, un système portiques contreventés par des voiles, exigée par le règlement parasismique algérien, montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes dues aux charges de service et sismique sont reprises en toute sécurité en respectant les règles de bonne construction. Par ailleurs, on a fait valoir autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : Règlement neige et vent R.N.V 1999 Document Technique Réglementaire (D.T.R. C 2-4.7)

[5] : Formulaire du béton arme «VICTOR DAVIDOVIC».

[6] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

[7] : Calcul des fondations superficielles et profonde «A.BOUAFIA ».