REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 6 Etages, contreventé par des voiles en béton armé

Présenté par

SALEM Brahim

BELKHIRI Aymen

Proposé et Dirigé par

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2021

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant tout notre vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde remerciement à notre promoteur, Mr. SAFIDDINE Salim pour son aide à l'encadrement de ce mémoire, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Tenons à remercier également Mr. BOURAI Yahia pour sa disponibilité et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

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

Dédicace

A ma mère ;

Pour sa tendresse, ses sacrifices et pour ses précieux conseils. Pour son soutien dans les moments difficiles. Sache que tu es extraordinaire et que, grâce à toi, je suis ou j'en suis.

A mon père (Allah yarhmo) ;

Toute l'encre du monde ne suffit pas à exprimer mes sentiments pour toi. Vous êtes et vous resterez pour moi ma référence, la lumière qui illumine mon chemin.

A mes très chers : mon frère Billel, mes sœurs et beaux-frères

(Ali, Yahia, Abdellah et Fathi).

A mes amis RACHID, AYMEN et AMINE.

A mon promoteur Mr.SAFIDDINE Salim.

A ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aiment.je dédie ce modeste travail.

Brahim

Dédicace

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leur sacrifice :

Aux prunelles de mes yeux : Mes chers parents.

A mes chères sœurs et à mon frère Ayoub.

A mes cousin: Mohamed, Mokhtare, Mnawar et Youcef.

A toute ma famille.

A mon promoteur Mr. Safiddine Salim.

A tous mes enseignants durant les phases d'enseignement primaire, Moyen, secondaire et universitaire.

A mes chères amies: Amine, Walid, Rachid, Mustapha, Houssam, Riadh, Yazid et Abdenour.

A tous mes copains de classe Génie Civil, et à mes collègues de ma promotion 2021.

A tous mes amis sans exception

En fin, je remercie mon ami et binôme Brahim qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Aymen

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة هيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من +طابق أرضي + 6 طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

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

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

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«ETABS V17 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système 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 en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel «ETABS V17»

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 6 floors), of use for habitation. It will be built in the province of Algiers, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software « ETABS V17»

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

Keys words: structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Liste des matières

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 2

I.2. Destination et situation 2

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 2

I.3.1. Dimensions en plan 2

I.3.2. Dimensions en élévation 3

I.4. Conception de la structure 3

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 3

I.4.2. Planchers 3

I.4.3. Maçonnerie 3

I.4.4. L'acrotère 3

I.4.5. Escalier 3

I.4.6. Ascenseur 4

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 4

I.5.1. Béton 4

I.5.2. Ciment 4

I.5.3. Granulats 4

I.5.4. Béton armé 5

I.5.4.1. Résistance du béton 5

a). Résistance caractéristique à la compression 5

b). Résistance caractéristique à la traction 5

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 5

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 5

I.5.5. Acier 6

I.6. Principe de calcul du CBA 6

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 7

II.2. Les planchers 7

II.2.a. Planchers à corps creux 7

II.2.b. Dalle pleine 7

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 8

II.3.1. Plancher corps creux 8

a. Plancher terrasse 8

b. Plancher courant 8

II.3.2.Dalle pleine 9

a. Terrasse 9

b. Etage courant 9

II.3.3. Maçonnerie 10

a). Murs intérieurs (simple cloison) 10

b). Murs extérieurs (double-cloison) 10

c). Surcharges d'exploitation(terrasse) 10

d). Surcharges d'exploitation(etage courant) 10

II.4. Les poutres 11

II.4.1. Prédimensionnement 11

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 11

II.4.3. Poutres principales 11

II.4.4. Poutres secondaires 11

II.4.5. Chainages 12

II.5. Les poteaux 12

II.5.1. Etapes de prédimensionnement 12

II.5.2. Détermination des charges et surcharges 13

II.5.3. Prédimensionnement des poteaux 16

II.6. Les voiles 16

Chapitre III : Calcul des elements secondaires

III.1. Acrotère 18
III.2. Plancher à corps creux 19
III.2.1. Les poutrelles 19
III.2.1.1. Avant coulage 19
III.2.1.2. Après coulage 19
a). Calcul du ferraillage 24
b). Vérification à ELS 25
c). Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 25
d). calcul de la flèche 26
III.2.2. Dalle de compression 26
III.3. Dalle pleine 27
III.3.1. Prédimensionnement 27
III.3.1.1. Méthode de calcul 27
a).Définition 27
b). Principe de calcul 28
III.3.2. Calcul de ferraillage 29
III.3.2.1. Armature longitudinales 29
III.3.2.2. Vérification à l'ELS 30
III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU 30
III.3.2.4. Vérification de la flèche 30
III.3.3. Calcul de ferraillage 31
III.3.3.1. Armature longitudinales 31
III.3.3.2. Vérification à l'ELS 32
III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU 32
III.3.3.4. Vérification de la flèche 32
III.4. Escaliers 32
III.4.1. Prédimensionnement 33

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges 33
III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU 36
III.4.4.Vérification à l'ELS 36
III.4.5.Vérification de la flèche 37
III.4.6. Calcul de la poutre palière 37
III.4.6.1 Prédimensionnement 37
III.4.6.2. Evaluation des charges 38
III.4.6.3. Calcul des efforts internes 38
III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière 38

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 40
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 40
IV.2.1. Centre de masse et centre de torsion 40
IV.2.1.a. Centre de masse 40
IV.2.1.b. Centre de torsion 40
IV.2.2. Excentricité 42
IV.2.2.1. Excentricité théorique (statique) 42
IV.2.2.2. Excentricité accidentelle 42
IV.2.2.3. Effets de la torsion accidentelle 43
IV.3. Choix de la méthode de calcul 44
IV.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente 44
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 45
IV.3.2.1. Principe 45
IV.3.2.2 Modélisation 45
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 45
a). Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 46
b). Facteur de correction d'amortissement η 46
c). Coefficient de comportement R 46
d). Facteur de qualité Q 46
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique 47

IV.4.1. Vérification du comportement modale de la structure 48
IV.4.2. Vérification de participation massique.....49
IV.4.3. Vérification de la période fondamentale de la structure.....49
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 50
a). Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] 51
IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement 52
IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur[Art.4.2.5] 52
IV.4.5.2. Moments de renversement.....54
IV.4.5.3. Moments stabilisant.....54
IV.4.6. Vérifications des déplacements inter-étage 54
IV.4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....55
IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 56

Chapitre V : Ferraillage de elements structuraux

V.1. Introduction 57
V.2. Les combinaisons des charges..... 57
V.3. Recommandation des règlements 57
V.4. Ferraillage des poutres.....57
V.4.1. Vérification des contraintes 59
V.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement 60
V.4.3. Calcul des armatures transversales 60
V.4.4.Vérification de la flèche préliminaire 61
V.5. Ferraillage des poteaux..... 64
V.5.1. Introduction 64
V.5.2. Etat limite ultime de stabilité de forme 65
V.5.3. Recommandations des règlements 65
V.5.4. Détermination des sections d'acier 65
V.5.5. Vérification à l'ELS des poteaux 67
V.5.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant.....67
V.5.7. Armatures transversales.....69

V.6. Ferraillage des voiles 70
V.6.1. Les voiles pleins 70
V.6.2. Traitement du " ETABS V17 " 70
V.6.3.La contrainte limite de cisaillement $\overline{\tau}_b$ 71
V.6.4. Détermination des sections d'acier 72
V.6.5. Calcul des armatures horizontales 72

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction 76
VI.2. Types de fondations 76
VI.3. Caractéristiques du sol 76
VI.4. Choix du type de fondations 77
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 77
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 77
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles 78
VI.4.2. Semelle filante (continue) 79
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 79
VI.4.3. Semelle filante croisée 80
VI.4.3.1. Dimensionnement des semelles 80
VI.4.3.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 80
VI.4.3.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 81
VI.4.3.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 81
VI.4.3.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux ... 81
VI.5. Calcul de Ferraillage 83
VI.5.1. Sous plusieurs poteaux 83
a) Armatures principales 83
b) Armatures de répartitions 83
c) Calcul des armatures longitudinales 84
d) Vérification des contraintes à l'ELS 84

e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 84
f) Armatures transversales 85
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 85
VI.5.2. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003..... 85
VI.5.2.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 86
VI.5.2.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3 86
VI.5.2.3. Calcul des armatures transversales 86
Conclusion générale 87
Références bibliografiques
Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié. 2

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux. 10

Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 13

Figure II.3 : Vue en plan et vue en 3D du voile.. 17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent…… ……..18

Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère..... 18

Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles type 1..... 20

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU 20

Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU 21

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS. 21

Figure III.7 : Schéma statique équivalent des poutrelles type 2. 22

Figure III.8: Diagrammes des moments à l'ELU ……..…..22

Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU……..…….22

Figure III.10 : Diagrammes des moments à ELS. 23

Figure III.11 : Schéma statique équivalent des poutrelles type 3. 23

Figure III.12 : Diagrammes des moments à l'ELU. 23

Figure III.13 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 24

Figure III.14 : Diagrammes des moments à ELS. 24

Figure III.15 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles…….25

FigureIII.16 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant. 26

Figure III.17 : Disposition des armatures de la dalle de compression..... 27

Figure III.18 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine..... 29

Figure III.19 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine……..…30

Figure III.20 : Dimensions de l'escalier. 31

Figure III.21 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier…...…35

Figure III.22 : Diagrammes des efforts internes à l'E.L.U ……..…...…35

Figure III.23 : Diagrammes des efforts internes à l'E.L.S ……..……...35

Figure III.24 : Schéma statique équivalent de la poutre palière……..……37

Figure III.25 : Efforts internes dans la poutre palière ……..…..……38

Chapitre IV : Etude dynamique

FigureIV.1:disposition des voiles…….……..42

FigureIV.2:Présentation de la structure en 3D……..……45

FigureIV.3: Spectre de réponse…….……47

FigureIV.4:Le comportement des trois premiers modes.…….…….….48

FigureIV.5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.…….….52

FigureIV.6: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ……...……53

FigureIV.7: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..……..53

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Les armatures des poutres porteuses de terrasse ……....….63

Figure V.2 : Les armatures des poutres porteuses d'étage courant …….....….63

Figure V. 3: : Les armatures des poutres porteuses secondaires ……..…….63

Figure V.4 : Les armatures des poutres non-porteuses secondaires ……..……....64

Figure V.5 : : Les armatures des chainages porteuses……....64

Figure V.6 : Ferraillage des poteaux …….….70

Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles de (RDC et 1er). …….….75

Figure V.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles de (2eme).: …….….75

Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles de (3eme et4^{eme}).……...….75

Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (5eme et 6eme)…….… 75

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle……..78

Figure VI.2 : Les dimensions final des semelles filantes.....82

Figure VI.3 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux.....85

Liste des tableaux

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 6

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux). 8
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).. 8
Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)……..….9
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse). 9
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison……10
Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.....10
Tableau II.7 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau 15
Tableau II.8 : Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau 16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté……...18
Tableau III.2 : Calcul du moment et de l'effort tranchant des poutrelles de la terrasse à l'ELU.....20
Tableau III.3 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des étages courants à l'ELU…… 20
Tableau III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS…. 21
Tableau III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS……..... 21
Tableau III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU…..22
Tableau III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELU…… 22
Tableau III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse a l'ELS…..22
Tableau III.9 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELS…… 23
Tableau III.10 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse a l'ELU... 23
Tableau III.11 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELU……...23

Tableau III.12 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse a l'ELS....24

Tableau III.13 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELS…….24

Tableau III.14 : Les moments maximums aux appuis et en travées…….24

Tableau III.15: Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.....25

Tableau III.16 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS ……..25

Tableau III.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU…….....26

Tableau III.18 : Vérification de la flèche……..26

Tableau III.19 : Travail externe et interne ……...…29

Tableau III.20: Combinaisons des charges de la dalle pleine……..…….29

Tableau III.21 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine ……...30

Tableau III.22: Vérification contrainte à ELS…….…….30

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS……...30

Tableau III.24 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine …….30

Tableau III.25 : travail externe et interne …….31

Tableau III.26 : Combinaisons des charges de la dalle pleine…….…… 31

Tableau III.27 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine ……32

Tableau III.28: Vérification contrainte à ELS …….32

Tableau III.29 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS…….……...32

Tableau III.30 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine ……...…….…32

Tableau III.31: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier ……...34

Tableau III.32 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier……..34

Tableau III.33 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier……..…34

Tableau III.34 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier …….34

Tableau III.35 : Calcul des sections d'acier de l'escalier ……..36

Tableau III.36 : Vérification de la contrainte tangentielle……...…….……36

Tableau III.37 : Vérification à l'E.L.S …….……36

Tableau III.38 : Vérification de la flèche de l'escalier …….……37

Tableau III.39 : Prédimensionnement de la poutre palière…….....…… …37

Tableau III.40 : Ferraillage de la poutre palière ……...……38

Tableau III.41 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière ……..……..…38

Tableau III.42 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière……...39

Tableau III.43 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière ……..39

Tableau III.44 : Vérification de la flèche de la poutre palière …….39

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion……41

Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité théorique..…….42

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité accidentelle……..…43

Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité totale……...43

Tableau IV.5 : Détermination du coefficient de comportement R du structure……..…….46

Tableau IV.6 : Détermination du facteur de qualité Q du bloc…….……47

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes…….49

Tableau IV.8 : Périodes et coefficients de participation massique……..….49

Tableau IV.9 : période fondamentale de la structure……50

Tableau IV.10 : les sections des éléments porteurs (poteaux, poutres)……50

Tableau IV.11 : Calcul de la force sismique (M.S.E)……..51

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..51

Tableau IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y……..53

Tableau IV.14 : Calcul du moment de renversement……54

Tableau IV.15 : Calcul du moment stabilisant……..54

Tableau IV.16 : Vérification de stabilisation……54

Tableau IV.17: Vérification des déplacements inter-étages sens X…….55

TableauIV.18: Vérification des déplacements inter-étages sens Y s……55

TableauIV.19: Vérification l'effet P-Δ sens X …….....….56

TableauIV.20: Vérification l'effet P-Δ sens Y …….....….56

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres principales (PP) de la terrasse.....58

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (PP) de l'étage courant.....58

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires porteuses (PSP). 58

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires non porteuses (PSNP)……..58

Tableau V.5 : Ferraillage longitudinal des chainages (CH). 59

Tableau V.6 : Vérification à l'E.L.S des poutres principales de terrasse.....59

Tableau V.7 : Vérification à l'E.L.S des poutres principales de l'étage courant.....59

Tableau V.8 : Vérification à l'E.L.S des poutres secondaires porteuses……..59

Tableau V.9 : Vérification à l'E.L.S des poutres secondaires non porteuses 60

Tableau V.10 : Vérification à l'E.L.S des chainages.. 60

Tableau V.11 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses et secondaires……60

Tableau V.12 : Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses…..61

Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres.. 62

Tableau V.14 : Vérification de la flèche de la poutre secondaire 30x40.....62

Tableau V.15 : Vérification de la flèche de la poutre secondaire 30x35.....62

Tableau V.16 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux. 66

Tableau V.17 : Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L.S. 67

Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux. 68

Tableau V.19 : Choix des armatures et leurs espacements des poteaux.....69

Tableau V.20: Calcul des armatures horizontales.. 72

Tableau V .21 : Calcul des armatures verticales voiles pleins (V_1,) (L=4,44 m). 73

Tableau V .22 : Armatures verticales dans les voiles pleins. 73

Tableau V .23 : Vérification à l'ELS des armatures horizontales.....74

ChapitreVI : Calcul des fondations

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……78

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……...79

Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles filantes croisées à l'ELS…….80

Tableau VI.4. Vérification des contraintes sous la semelle filante croisées à l'ELS……80

Tableau VI.5. Vérification de la stabilité au renversement……...81

Tableau VI.6. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croisées……..81

Tableau VI.7. Dimensionnement de la poutre de libage……..82

Tableau VI.8. Vérification l'excentricité des semelles filantes croisées sous poteaux……83

Tableau VI.9. Ferraillages des armatures principales de la semelle……..83

Tableau VI.10. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..84

Tableau VI.11. Détermination des sollicitations de la poutre de libage……...84

Tableau VI.12. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……..84

Tableau VI.13. : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS....84

Tableau VI.14. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….....85

Tableau VI.15. Ferraillage longitudinal des longrines……..86

Tableau VI.16. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines……86

Tableau VI.17. Calcul des armatures transversales des longrines……86

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Terr : Terrasse

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, ainsi que le côté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence, le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par son système de contreventement. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou par l'un des deux.

Dans ce projet de fin d'études, on va essayer de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master-Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires. Le chapitre quatre et le chapitre cinq sont dédiés respectivement à l'étude dynamique et au ferraillage des éléments résistants de la structure. Dans cette partie, on a utilisé le logiciel de calcul numérique « ETABS VERSION 17 », pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Ainsi, on a utilisé le logiciel nommé « SOCOTEC » pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons imposées par les règlements CBA93 et RPA99/version 2003. Le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquat.

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables obtenus avec la conception parasismique adoptée pour notre bâtiment.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce chapitre va consacrer à la description générale de notre bâtiment et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, pour donner les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans cette dernière.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales Zenkar Mohamed à Berrouaghia, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) + Six (06) étages. Il sera implanté à Alger, classée comme zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 99, version 2003 (RPA2003) [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

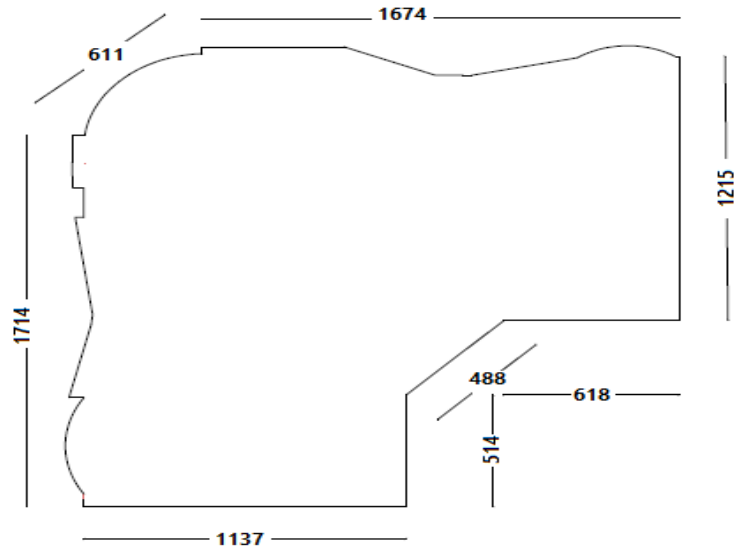


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **21,42 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11m, alors le RPA2003, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. 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.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux paliers de repos.

I.4.6. Ascenseur

L'arrêté ministériel du 24 janvier 2015 fixant les spécificités techniques du logement promotionnel public, publié dans le Journal officiel № 61, prévoit prévoir un ascenseur au minimum d.une contenance de 8 places (630 Kg), pour les immeubles moyens en R+6 à R+9. A cet effet, on doit avoir un ascenseur dont les dimensions suivantes :

- Cabine : 1200x1300x2135 mm^3 ; Portes : 900x2100 mm^2 ; Gaine : 1600x1600 mm^2
- Profondeur de la cuvette (HSG) : 1060 mm
- Hauteur sous dalle pour contrepoids parachuté (HSK) : 3400+70 mm

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

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

I.5.4.1. Résistance du béton

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

a) 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 jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

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.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \text{ Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré : ν = 0,2 à l'ELS et ν = à l'ELU.

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \quad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \text{ soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \quad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

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

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du CBA 93

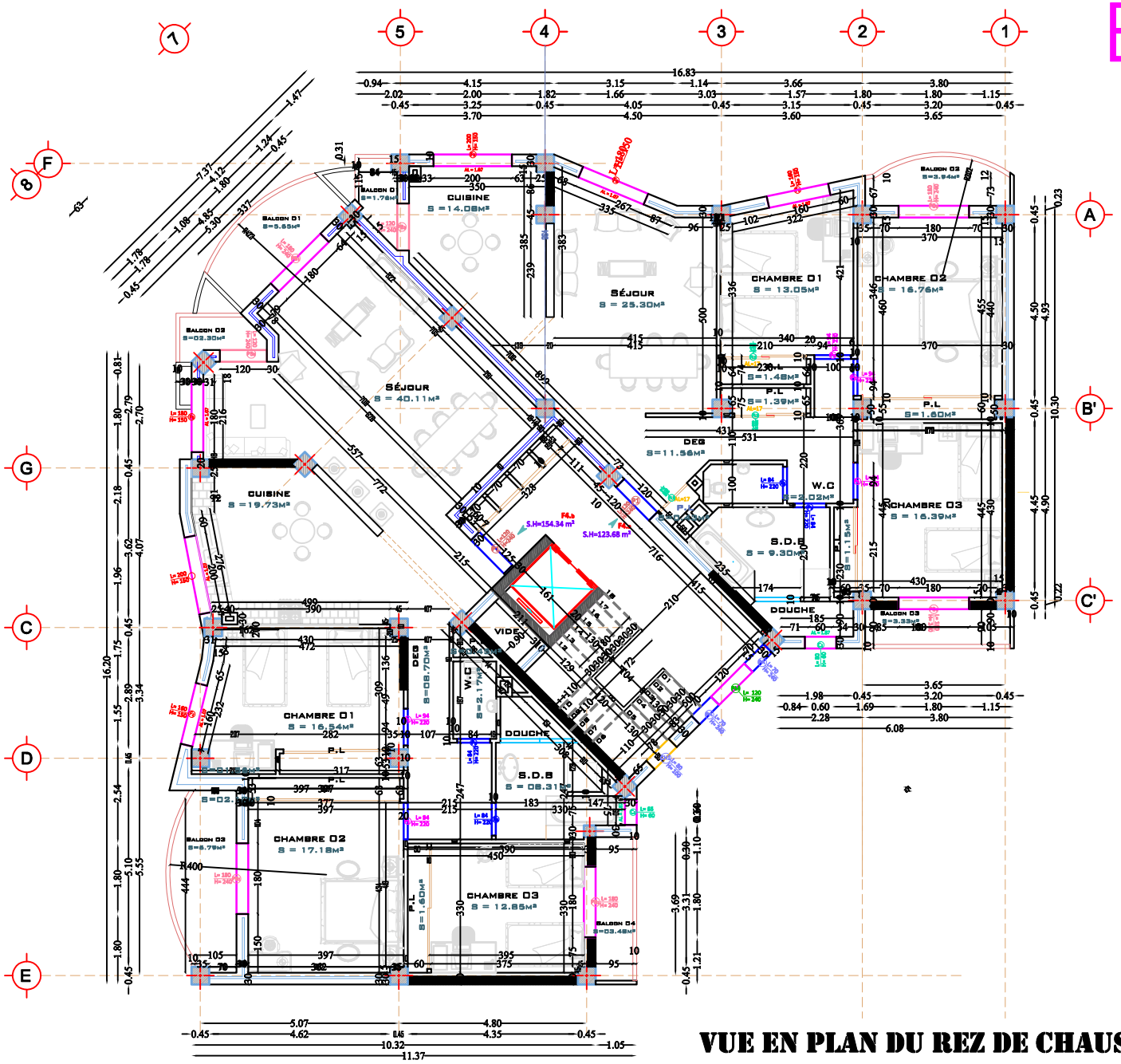
Il existe deux états limites : [2]

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur:
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur:
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

Pour le béton, on va adopter les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.

BLOC A



VUE EN PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

TABLEAU DES SURFACES

Désignation	Surfaces m² F4a	F4b
Séjour	25.30	40.11
Chambre 01	13.05	16.54
Chambre 02	16.76	17.18
Chambre 03	16.39	12.85
Cuisine	14.08	19.73
Salle de bain	09.30	08.31
Sanitaires	02.02	02.17
Rangements	06.05	05.71
Dégagement	11.56	08.70
Surface Habitable	115.23	131.30
Balcons	09.03	18.22
Surface Totale	124.26	149.52
S.Habitable Moyenne		
S. Habitable Totale		
Surface Construite		

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

مكتب الدراسات للهندسة المعمارية والعمران B.E.T -ZENKAR

BUREAU D'ETUDES B.E.T -ZENKAR D'ARCHITECTURE ET URBANISME

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE ET URBANISME
SIEGE SOCIAL : 03 , RUE AIN / BERROUAGHIA / MEDEA
"ZENKAR MOHAMED BEN CHERIF "
ARCHITECTE AGREE
- INSCRIT AU TABLEAU NATIONAL DE L'ORDRE DES ARCHITECTES -
B.E.T "ZENKAR"

Maitre d'ouvrage:
SOCIETE DU PATRIMOINE IMMOBILIER DES INDUSTRIES ELECTRIQUES ET GAZIERES
SOCIETE DU GROUPE SONELGAZ
A Ain Naadja section 03 lot n°1719

PROJET : BLOC A

DOSSIER:Architecture
*plan:
VUE EN PLAN DU R.D.C

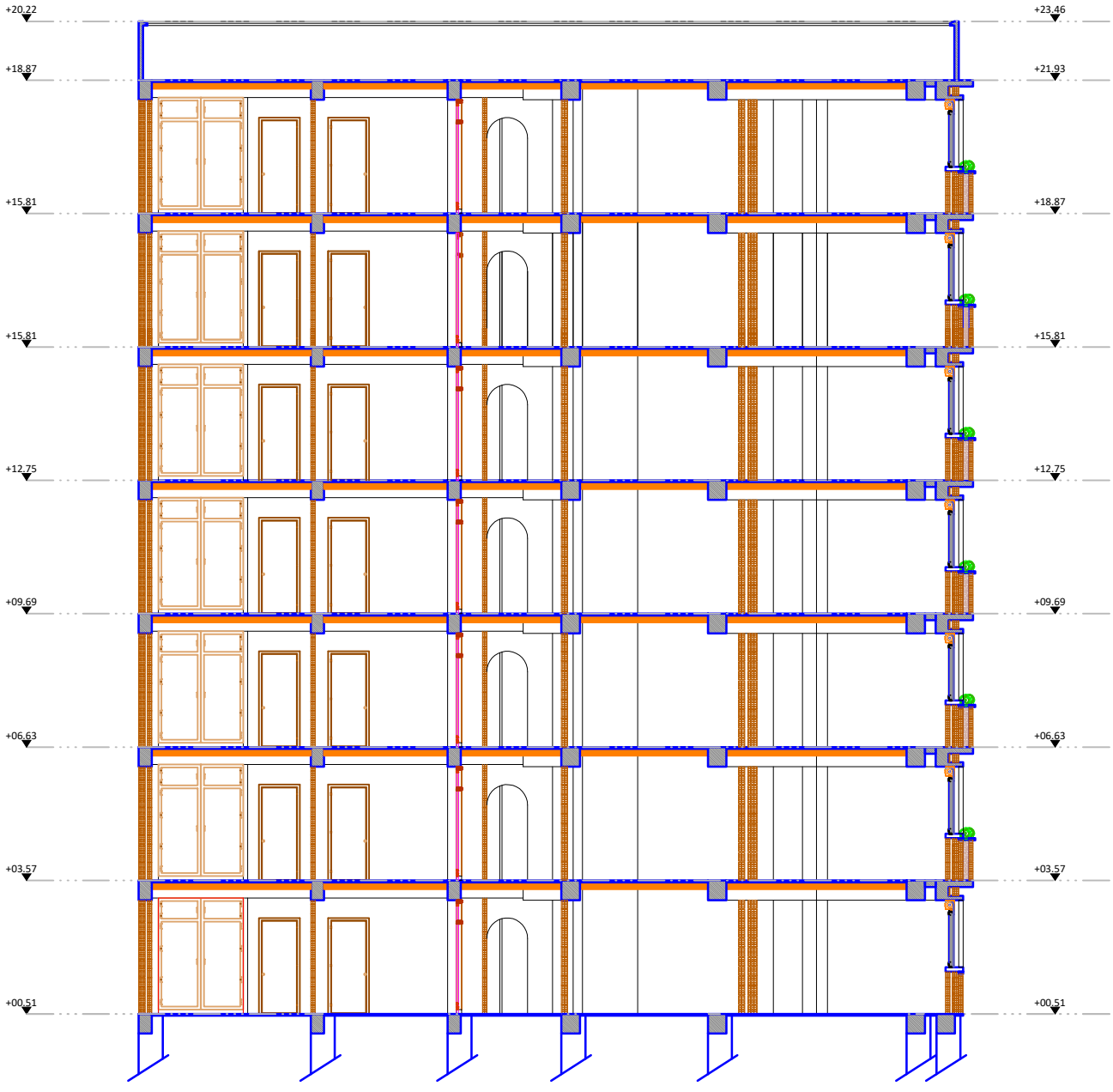
Phase:execution
Date :
Echelle : 1/50
N° :

Wilaya : ALGER
Daira : BIR MOURAD RAIS
Commune : OUED CONSTANTINE

Architecte :zenkar med
Ingenieur :YAHIA BOURIA
Technicien :HAKIM ZAOUI

MODIFICATION :

VISA


+20.22
+18.87
+15.81
+15.81
+12.75
+09.69
+06.63
+03.57
+00.51
+23.46
+21.93
+18.87
+15.81
+12.75
+09.69
+06.63
+03.57
+00.51

COUPE A-A

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire : il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les planchers

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2.a- Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20) \qquad [2]$$

Avec : L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 5.45 m d'où alors 21.80 cm $\leq h_t \leq$ 27.25 cm

On adoptera h_t = 24 cm telle que : $h_t = d + e$

d= 20cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression). Donc $h_t = (20 + 4)$ cm.

II.2.b- Dalle pleine

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

i) Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/45) \leq ep. \leq (L\ x\ /40) \qquad [2]$$

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

Dalle pleine 1 :

L = 5.60 m d'où alors 12.44 cm $\leq h_t \leq$ 14.00 cm

Pour la dalle plaine on adoptera : e_p = 15cm

Dalle pleine 2 :

L = 5.15 m d'où alors 11.44 cm $\leq h_t \leq$ 12.87 cm

Pour la dalle plaine on adoptera : e_p = 15cm

ii) Sécurité contre l'incendie

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

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

iii) condition d'isolation acoustique ep ≥ 15cm.

- Critère de résistance $5.60/45 \leq ep \leq 5.60/40 \Rightarrow 12.44 \leq ep \leq 14.00$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

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

II.3.1. Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	20	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	0,05	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	0,01	0,01
6	Isolant thermique (liège)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Planche à corps creux	0,20+0,04	13,33	3,2
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
La charge permanente G (kN/m^2)				**6.8**

b) Plancher courant

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Planche à corps creux	0,20+0,04	13,33	3,20
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	16,2	1,62
La charge permanente G (kN/m^2)				**6.36**

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05	0,05
4	Forme de pente	0.10	22	2,20
5	Film polyane	-	0,01	0,01
6	Plaque de liège	0.04	4	0,16
7	Pare vapeur	0.01	6	0,06
8	Dalle pleine	0.15	25	3,75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
La charge permanente G (kN/m^2)				**7,35**

b) Etage courant

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	16,2	1,62
La charge permanente G (kN/m^2)				**6.71**

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
La charge permanente G (kN/m^2)				**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
La charge permanente G (kN/m^2)				**2.52**

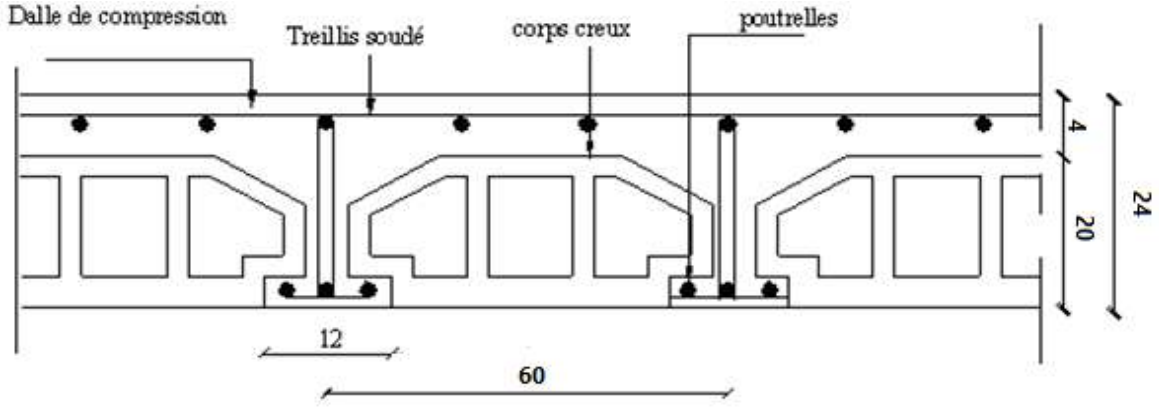


Figure II .1 : Plancher à corps creux

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1 kN/m^2. [4]

d) Surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5 kN/m^2 [4]

II.4. Les 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.

II.4.1. Prédimensionnement

Elles sont près dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h \qquad [1]$$

b : largeur de la base de la poutre.
h : hauteur totale de la poutre.

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

$B \geq 20cm$
$H \geq 30cm$ [1]
$H/b \leq 4.0$
$Bmax \leq 1.5h+b_1$
Avec $e \leq \max(b1/2.\ h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales

On a $L_{max}= 5.35$ m

Alors : $35.67 \leq h \leq 53.50$ On prend h = 40 cm
Et $12.00 \leq b \leq 28.00$ On prend b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

NB : Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)
h = 40 > 30 cm (C.V)
h/b = 1.33 ≤ 4.0 (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.4. Poutres secondaires

On a **:** L_{max} = 5.15 m

Alors : 34.33 cm ≤ h ≤ 51.50 cm On prend h = 35 cm

Et 10.50 ≤ b ≤ 24.50 On prend b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

b = 30 > 20 cm (C.V)
h = 35 > 30 cm (C.V)
h/b = 1.17 ≤ 4 (C.V)

II.4.5. Chainages

On a : $L_{max} = 5.60$ m

Alors : $37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56.60 \text{ cm}$ On prend $h = 40$ cm

Et $12 \leq b \leq 28$ On prend $b = 30$ cm

-Vérification selon le RPA99

$b = 30 > 20$ cm	(C.V)
$h = 40 > 30$ cm	(C.V)
$h/b = 1.33 \leq 4$	(C.V)

Cas particulier

On adoptera une dimension de : (30x45 cm²) pour la poutre qui va reprendre la charge du chainage (30x40 cm²), dont elle a été initialement faite partie des poutres secondaires.

Conclusion

Toutes les vérifications du **RPA99** sont satisfaisantes.

II.5. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \bar{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$i = \frac{D}{4} \qquad I = \frac{\pi D^4}{64} \text{ (Poteau circulaire).}$$

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

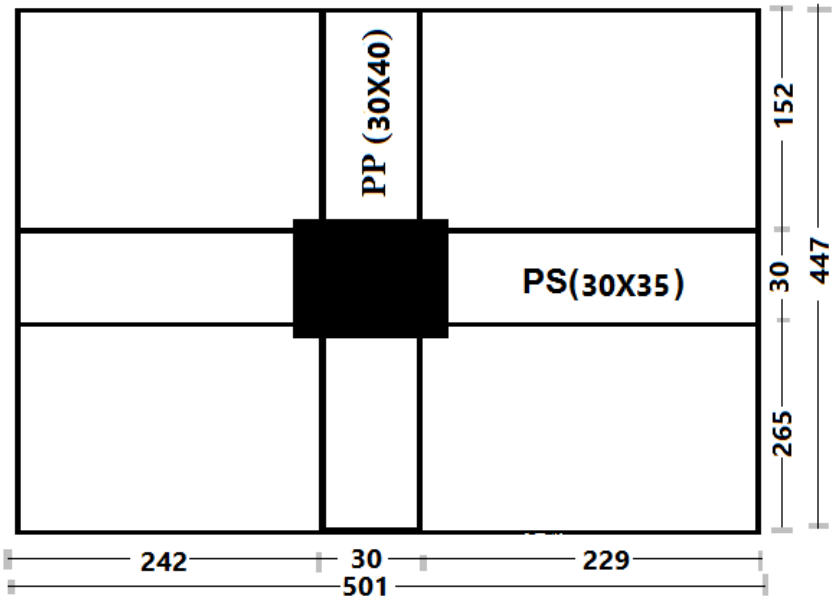


Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité

❖ Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (5.01-0.30) x (4.47-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=19.64 m^2**

❖ Surface totale :

S_t=5.01x4.47 $\Rightarrow$ **St=22.39 m^2**

-Niveau (6^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.80 x 19.64 = 133.60 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 6.90 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.17x0.30x0.40) + (4.71x0.30x0.35)] = 24.90 kN

D'où alors : G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} =133.60+6.90+24.90 = **165.30 kN**

-Niveau (5^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 19.64 = 124.90 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 6.90kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.17x0.30x0.40) + (4.71x0.30x0.35)] = 24.90 kN

D'où alors : G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} =124.90+6.90+24.90 = **156.70 kN**

-Niveau (4^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 19.64 = 124.90 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 9.40 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.17x0.30x0.40) + (4.71x0.30x0.35)] = 24.90 kN

D'où alors : G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} =124.90+6.90+24.90 = **159.20kN -Niveau**

-Niveau (3^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 19.64 = 124.90 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 9.40 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.17x0.30x0.40) + (4.71x0.30x0.35)] = 24.90 kN

D'où alors : G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} =124.90+6.90+24.90 = **159.20 kN**

-Niveau -Niveau (2^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 19.64 = 124.90 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 12.20 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.17x0.30x0.40) + (4.71x0.30x0.35)] = 24.90 kN

D'où alors : G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} =124.90+6.90+24.90 = **162 kN**

-Niveau (1^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 19.64 = 124.90 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 12.20 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.17x0.30x0.40) + (4.71x0.30x0.35)] = 24.90 kN

D'où alors : $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =124.90+6.90+24.90 = **162 kN**

-Niveau (RDC)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 19.64 = 124.90 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 15.50 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.17x0.30x0.40) + (4.71x0.30x0.35)] = 24.90 kN

D'où alors : $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =124.90+6.90+24.90 = **165.30 kN**

- Loi de dégression [4]

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

- Le tableur Tableau II.7, représente l'effort normal ultime Nu de chaque niveau dans les calcule des poteaux.

Tableau II .7: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} x St (du niv)	$Q_{cumulée}$		
$6^{éme}$	165.30	165.30	22.39	22.39	256.76	282.44
$5^{éme}$	156.70	322	33.59	55.98	518.66	570.53
$4^{éme}$	159.20	481.20	33.59	86.22	778.88	856.76
$3^{éme}$	159.20	640.40	33.59	113.09	1034.05	1137.46
$2^{éme}$	162	802.4	33.59	136.60	1288.06	1416.87
1^{er}	162	964.4	33.59	156.76	1537.03	1690.74
RDC	165.30	1129.70	33.59	173.55	1785.36	1963.86

II.5.3. Prédimensionnement des poteaux

Tableau II .8: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
$6^{éme}$	30×30	78400	3.06	1.862	0.087	21.501	0.790	90000	1172.21
$5^{éme}$	30×30	78400	3.06	1.862	0.087	21.501	0.790	90000	1172.21
$4^{éme}$	35×35	108900	3.06	1.862	0.101	18.429	0.805	122500	1658.42
$3^{éme}$	35×35	108900	3.06	1.862	0.101	18.429	0.805	122500	1658.42
$2^{éme}$	40×40	144400	3.06	1.862	0.115	16.125	0.815	160000	2225.77
1^{er}	40×40	144400	3.06	1.862	0.115	16.125	0.815	160000	2225.77
RDC	45×45	184900	3.06	1.862	0.130	14.334	0.822	202500	2873.93

- Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Min (b_1 ; h_1) ≥ 30 cm. En zone III
- Min (b_1; h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

Donc, pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30. 30) = 30 cm ≥ 30 cm. (C.V)

Min (30. 30) =30 cm ≥ 306/20 =15.3 cm (C.V)

1/4 < 30/30 = 1 < 4 (C.V)

Donc, toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes**.**

II.6. LES VOILES

Les voiles sont des murs en béton armés, ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

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

Dans notre cas on a :

h_e=3.06 – 0.30=2.76 m

$$a \geq \text{Max}\left[15cm; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right]$$

$$a \geq \text{Max}[15cm;\ 12.54cm;\ 11.04cm]$$

$$a \geq 15\ cm$$

On adopte : $a = 15\ cm$

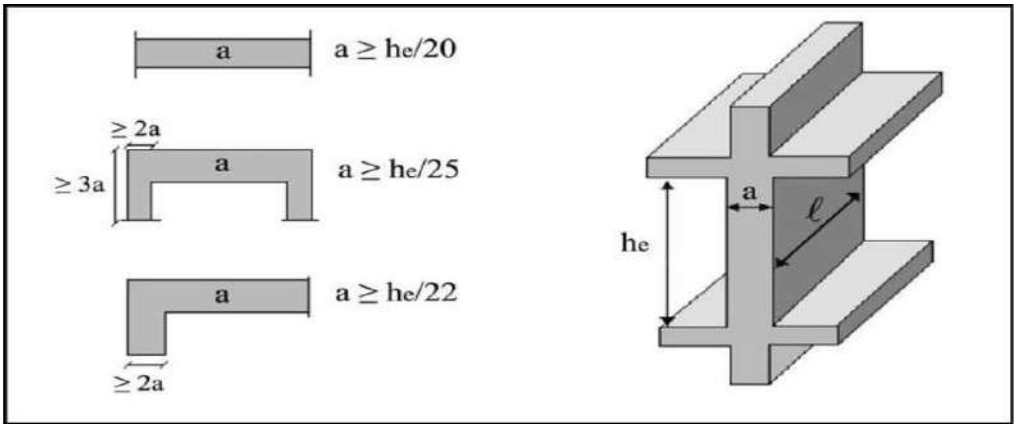


Figure II.3 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

Conclusion :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est 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 (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul SOCOTEC, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

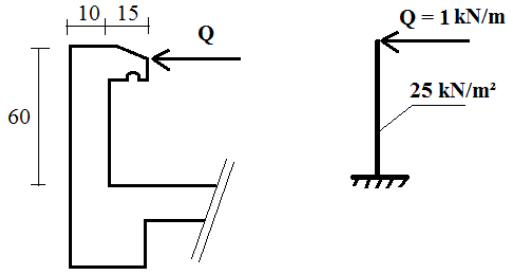


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8 = 2x2,01	25	20

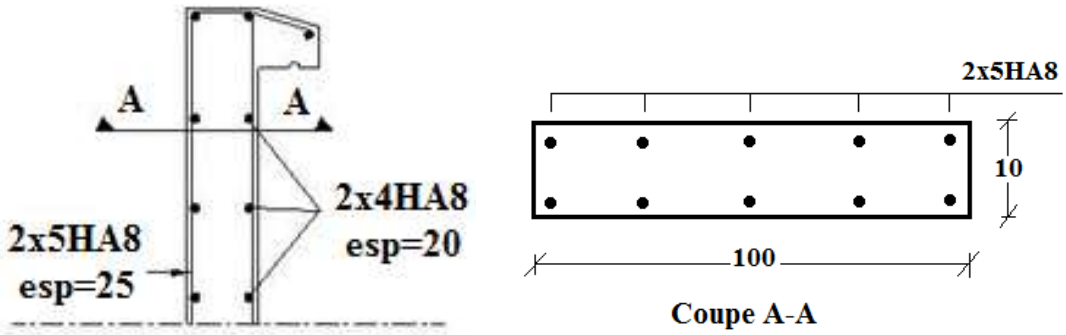


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (Get Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d.:(2x (0,65/2)xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage (Voir annexe), comme il est comme suite :

III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- 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 comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en annexe, Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que $A' \neq 0$, on rajoute des étaiements jusqu'on obtientμ inférieur à μ_l. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 1 travée.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe A), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse. Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (Voir annexe).

- ***Type 1 : poutrelle à 4 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***

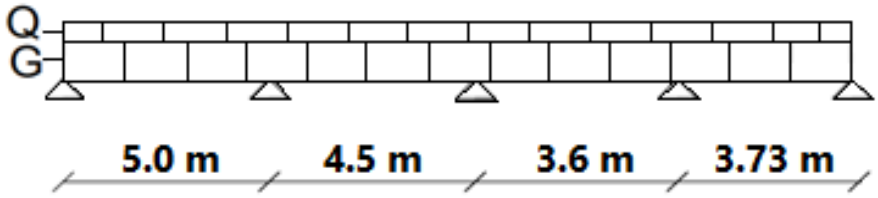


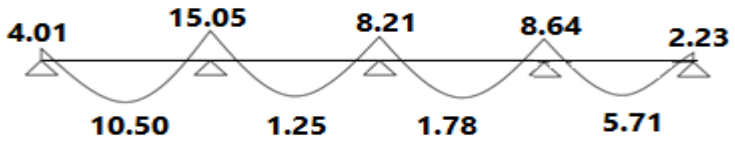
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

Tableau.III.2 : Calcul du moment et de l'effort tranchant des poutrelles de la terrasse à l'ELU

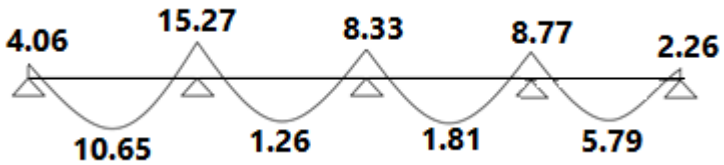
Travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
AB	6.8	5	5	20.03	4.01	15.05	10.50	13,81	-18,23
BC	6.8	4.50	3.60	10.38	15.05	8.21	-1.25	15,94	-12,90
CD	6.8	3.60	2.88	6.64	8.21	8.64	-1.78	11,41	-11,66
DE	6.8	3.73	3.73	11.14	8.64	2.23	5.71	13,67	-10,23

Tableau.III.3 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des étages courants à l'ELU

Travées	qu (kN)	L m	L'(m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
AB	6.36	5	5	20,32	4,06	15,27	10,65	14,01	-18,49
BC	6.36	4,5	3,6	10,53	15,27	8,33	-1,26	16,17	-13,09
CD	6.36	3,6	2,88	6,74	8,33	8,77	-1,81	11,58	-11,83
DE	6.36	3,73	3,73	11,31	8,77	2,26	5,79	13,87	-10,38

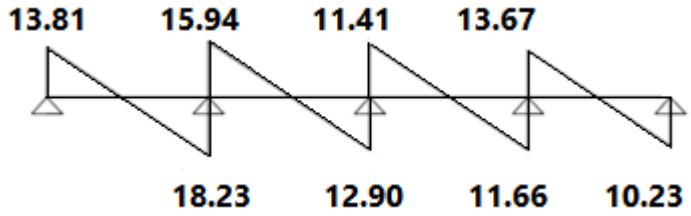


a)

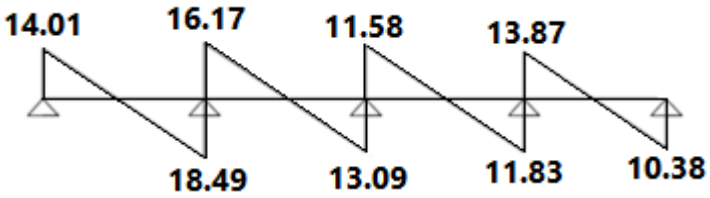


b)

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC



a)



b)

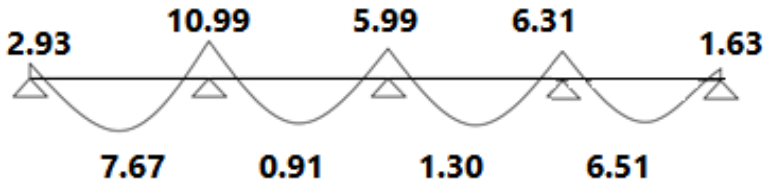
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS

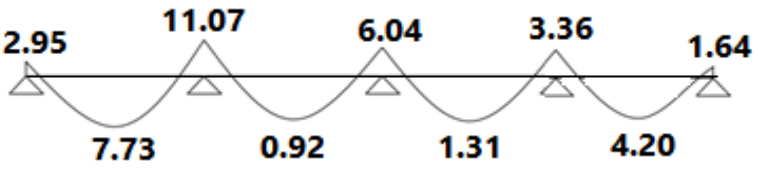
travées	qu (kN)	L m	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	6.8	5	5	14,63	2,93	10,99	7,67	10,09	-13,31
BC	6.8	4,5	3,6	7,58	10,99	5,99	-0,91	11,64	-9,42
CD	6.8	3,6	2,88	4,85	5,99	6,31	-1,30	8,34	-8,51
DE	6.8	3,73	3,73	8,14	6.31	1,63	4.17	9.98	-7.47

Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

travées	qu (kN)	L m	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	6.36	5	5	14,74	2,95	11,07	7,73	10,16	-13,42
BC	6.36	4,5	3,6	7,64	11,07	6,04	-0,92	11,73	-9,49
CD	6.36	3,6	2,88	4,89	6,04	6,36	-1,31	8,40	-8,58
DE	6.36	3,73	3,73	8,20	6,36	1,64	4,20	10,06	-7,53



a)



b)

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

- ***Type 2 : poutrelle à 2travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***

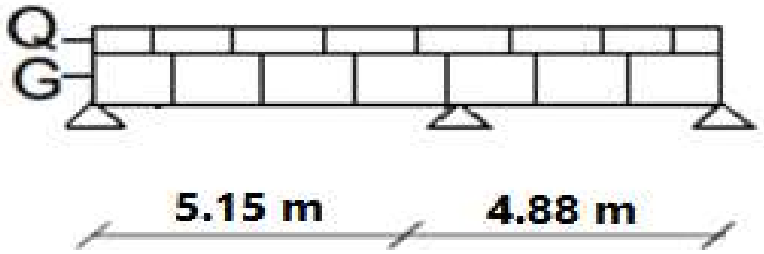


Figure III.7 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse a l'ELU

travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	6.8	5,15	5,15	21,24	4,25	19,00	9,62	13,64	-19,37
BC	6.8	4,88	4,88	19,08	19,00	3,82	7,67	18,75	-12,52

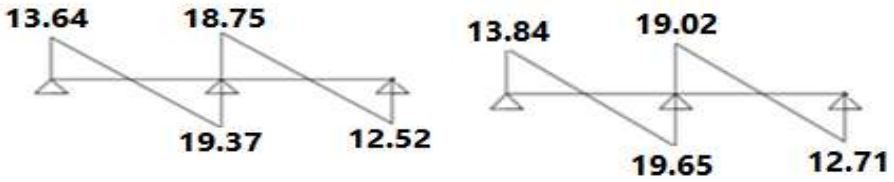
Tableau.III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELU

travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	6.36	5,15	5,15	21,55	4,31	19,28	9,76	13,84	-19,65
BC	6.36	4,88	4,88	19,35	19,28	3,87	7,78	19,02	-12,71



a) b)

Figure III.8 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher: a) terrasse et b) EC



a) b)

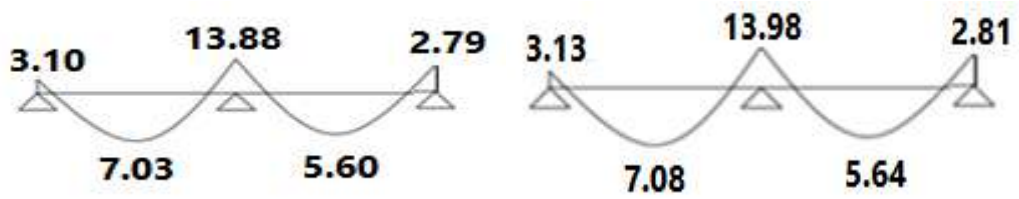
Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher: a) terrasse et b) EC

Tableau.III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse a l'ELS

Travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	6.8	5,15	5,15	15,52	3,10	13,88	7,03	9,96	-14,14
BC	6.8	4,88	4,88	13,93	13,88	2,79	5,60	13,69	-9,15

Tableau.III.9 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELS

Travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m	T_w (kN)	T_e (kN)
AB	6.36	5,15	5,15	15,64	3,13	13,98	7,08	10,04	-14,25
BC	6.36	4,88	4,88	14,04	13,98	2,81	5,64	13,80	-9,22



a) b)

Figure III.10 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

- ***Type 3 : poutrelle à 1 travée (plancher terrasse et étage courant (EC))***

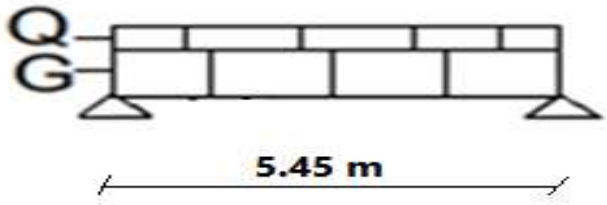


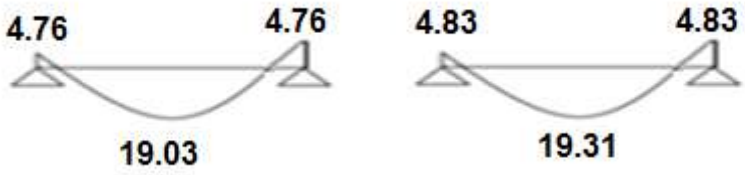
Figure III.11 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

Tableau.III.10 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse a l'ELU

Travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
AB	6.8	5,45	5,45	23,79	4,76	4,76	19,03	17,46	-17,46

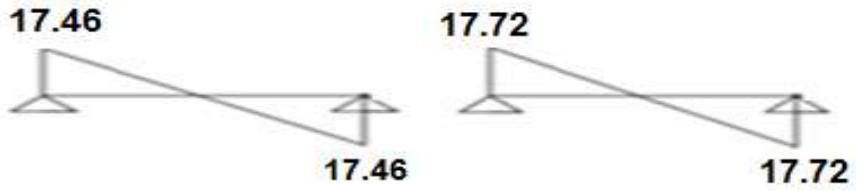
Tableau.III.11 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELU

Travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
AB	6.36	5,45	5,45	24,14	4,83	4,83	19,31	17,72	-17,72



a) b)

Figure III.12 : Diagrammes des moments à ELU du plancher a) terrasse et b) EC



a) b)

Figure III.13 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher: a) terrasse et b) EC

Tableau.III.12 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse a l'ELS

travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
AB	6.8	5,45	5,45	17,38	3,48	3,48	13,90	12,75	-12,75

Tableau.III.13 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles des EC à l'ELS

travées	qu (kN)	L(m)	L'(m)	M_0 (kN.m)	Mw(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
AB	6.8	5,45	5,45	17,51	3,50	3,50	14,01	12,85	-12,85



a) b)

Figure III.14 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.14 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
Terrasse	19.00	13.88	19.03	13.90
EC	19.28	13.98	19.31	14.01

a) Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E400) dont les caractéristiques sont données en annexe, Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

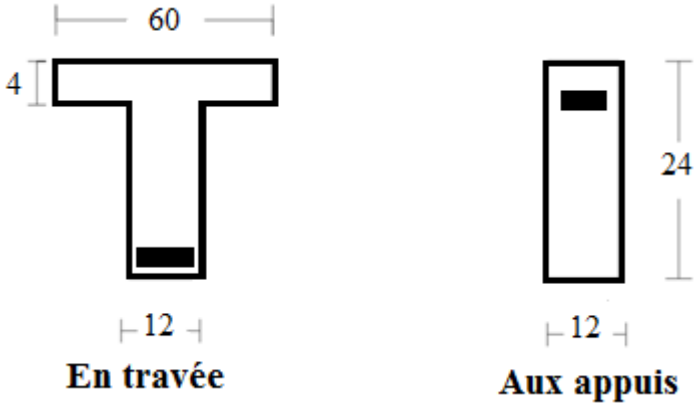


Figure III.15 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.15 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	EC	19.28	3.01 (E400)	2HA14= 3.08
En travée	EC	19.31	2.64 (E400)	1HA12+2HA10= 2.70

b) Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.8)

Tableau III.16 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
EC	14.01	13.98	9.56	9.57	15	CV

c)Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

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

Tableau III.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
EC	19.02	0,42	3,33	CV

d) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe). Puisque une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe, dont les résultats sont présentés dans le tableau III.18.

Tableau III.18 : Vérification de la flèche

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
2.70	13.90	0.0102	272.41	0,72	13.23	17374.68
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7695.40	11994.33	16.53	31.81	15.28	21.8	CV

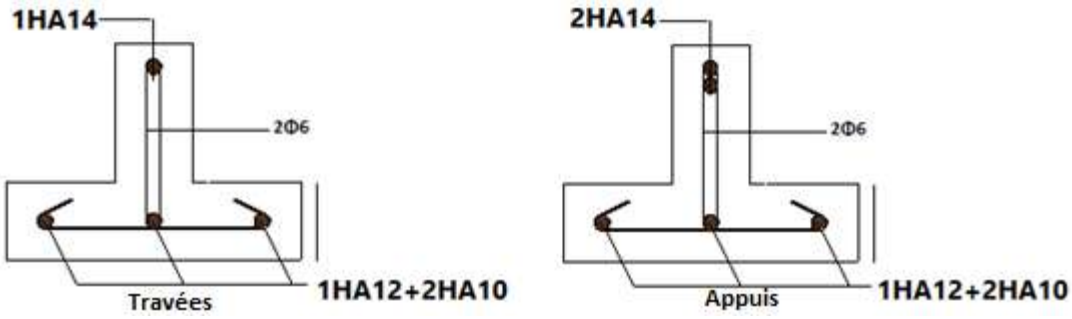


Fig.III.16 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L\dfrac{200}{F_e} = \dfrac{4L}{F_e} = \dfrac{240}{500} = 0{,}48cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}98\text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}78\text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (Voir annexe A).

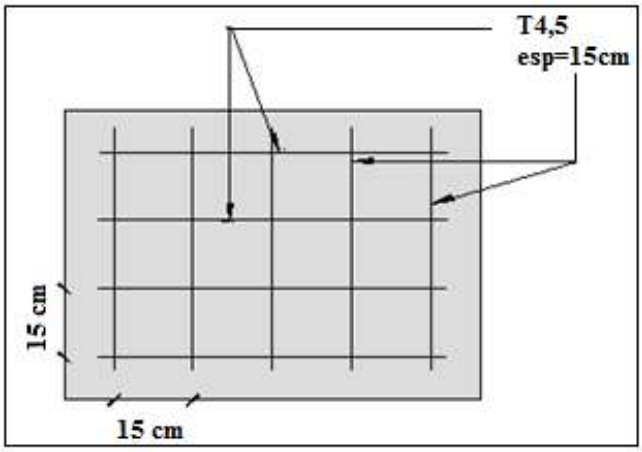


Figure III.17 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple (Voir annexe 5),. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.3.1. Prédimensionnement

III.3.1.1. Méthode du calcul

a). Définition :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

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

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

b) Principe de calcul :

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

i. Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te 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).

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

ii. Travail interne :

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

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

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation

Pour une dalle encastrée à quatre cotés (Figure III.18)

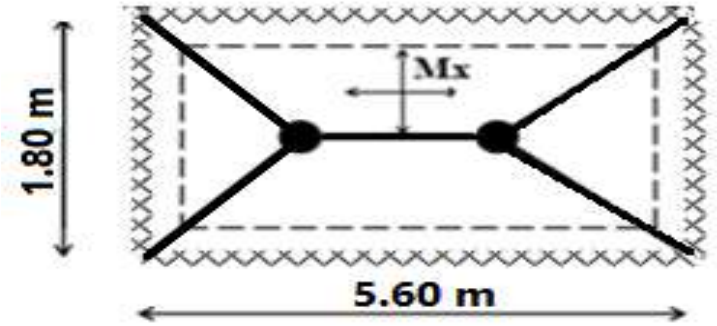


Figure III.18 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{560}{45} = 12.44cm \leq e \leq \frac{560}{40} = 14cm \Rightarrow \ on\ adopte\ e = 15cm$$

Tableau III.19 : Travail externe et interne

Travail externe	Travail interne
P x f (5,04-0,60Y)	M x f ((3.6/Y)+12.44)

Travail externe=Travail interne == P x f (5,04-0,60Y) = M x f ((3.6/Y)+12.44)
=== P= M**[**((3.6/Y)+12.44) / (5,04-0,60Y)**]**

Il faut que:0<y< 5.60m

dM / dy === y=1,29 m ; Mt= 0,28xP ; Ma=0,5xMt

Tux = (P Lx Ly) / (2Ly+Lx) ; Tuy = (P Lx Ly) / (3Ly)

Lx = 1.80 m ; Ly = 5.60 m

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

Tableau III.20 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	Pu (kN/m)	Pse(kN/m)	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	Tu (kN)
En travée	11.30	8.21	3.16	2.29	Tux=8.76
En appuis	11.30	8.21	5.65	4.10	Tuy = 6.78

III.3.2. Calcul de ferraillage

III.3.2.1. Armature longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur.

A calculée suivante les deux sens(X et Y)

Tableau III.21 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	S_t(cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	3.16	0.7	7HA8=3,52	15	33	CV
En appuis	5.65	1.27	7HA8=3,52	15	33	CV

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

En travée et aux appuis : $A = 3{,}52\ (cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$ cv

III.3.2.2. Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (Voir tableau III.20)

Tableau III.22 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN.m)	$\sigma_b MPa$	$\overline{\sigma_b} MPa$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3,52	2.29	1.13	15	CV
En appuis	3,52	4.10	2.01	15	CV

III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T (kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	10,41	0.59	2,5	CV

III.3.2.4. Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires présentées à (annexe B), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.24 selon la méthode présentée à (annexe A).

Tableau III.24 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	M	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3,52	5,92	0,0027	141,0	0	7,60	2,818 x 10^8
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
3,1 x 10^8	3,1 x 10^8	0 ,27	0,82	0,55	4,3	CV

Pour une dalle encastrée à trois cotés (Figure III.19)

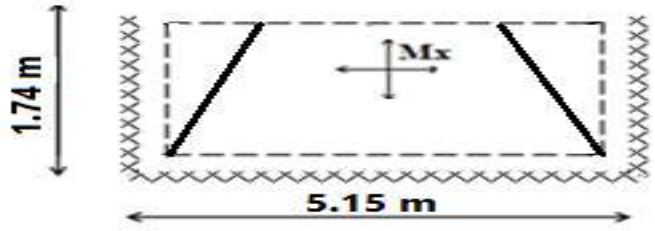


Figure III.19 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{515}{45} = 11.44cm \leq e \leq \frac{515}{40} = 12.87cm \Rightarrow \ on\ adopte\ e = 15cm$$

Tableau III.25 : travail externe et interne

Travail externe	Travail interne
P x f (4.47-0,58Y)	M x f ((1.74/Y) +1.48)

Travail externe=Travail interne == P x f (4.47-0,58Y) = M x f ((1.74/Y) +1.48)

=== P= M **[**((1.74/Y) +1.48)/ (4.47-0,58Y)**]**

Il faut que : 0<y< 5.15m

dM / dy === y=2,90 m ; Mt= 1,34xP ; Ma=0,5xMt

Tux = (P Lx Ly) / (2Ly+Lx); Tuy = (P Lx Ly) / (3Ly)

Lx = 1.74 m ; Ly = 5.15 m

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

Tableau III.26 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	Pu (kN/m)	Pse(kN/m)	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	Tu (kN)
En travée	11.30	8.21	15.14	11.00	Tux =8.41
En appuis	11.30	8.21	5.65	4.10	Tuy = 6.55

III.3.3. Calcul de ferraillage

III.3.3.1. Armatures longitudinales

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple, pour une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur. La section d'armature A sera calculée suivant les deux sens (X et Y).

Tableau III.27 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	S_t(cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	15.14	3.46	7HA8=3,52	15	33	CV
En appuis	5.65	1.27	7HA8=3,52	15	33	CV

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

En travée et aux appuis : $A = 3{,}52\ (cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$ cv

III.3.3.2. Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (Voir tableau III.29)

Tableau III.28 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b MPa$	$\overline{\sigma_b} MPa$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3,52	11.00	5.4	15	**CV**
En appuis	3,52	4.10	2.01	15	**CV**

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.29 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T (kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	8.41	0,066	2,5	CV

III.3.3.4. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe B), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.31 selon la méthode présentée à (annexe A).

Tableau III.30 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	M	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3,52	4.10	0,0027	97,70	0	7,68	29667,89
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
121327,0	66275,74	0 ,17	0,96	1,13	8,2	CV

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.20).

III.4.1.Prédimensionnement

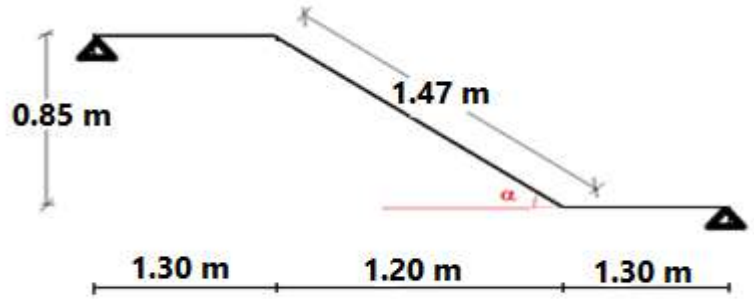


Figure III.20 : Dimensions de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier: H = 0.85m (on va traiter la partie qui contient 5 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{3,06}{18} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

$60cm \leq g+ 2h \leq 64cm \Longrightarrow g+ 2h = 64cm$ (CV)

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

tg α = H / L = 0.85/1.20= 0,70 D'où alors : **α =35.31°**

$L_0 = \sqrt{1,20^2 + 0,85^2} = 1,47m \Longrightarrow$ L_{tot} =L $_1$+L_2+L_3= (1.30+1.47+1.30) = 4,07 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 11.62 \leq e \leq 13.56$ $\Longrightarrow$ **e=15cm**

III.4.2.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.32et III.33.

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation [4], pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, encastré sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on

aura les sollicitations illustrées dans les tableaux III.33 et III.34 ainsi que les figures (III.22- III.23).

Tableau III.31: Evaluation des charges permanentes 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	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4.95**

Tableau III.32: Evaluation des charges permanentes 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	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0.15/ cos α	25	4.59
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7.91**

Tableau III.33: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	Travée	Appuis
					$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	4.95	2,5	10.43	R_A=39.66	12.63	26.90
Paillasse	7.91	2,5	14,42	R_B=39.66		

Tableau III.34: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	Travée	Appuis
					$0,85.M_0$(kN.m)	$0,50.M_0$(kN.m)
Palier	4,95	2,50	7,45	R_A=28.82	9.17	19.54
Paillasse	7,61	2,50	10,11	R_B=28.82		

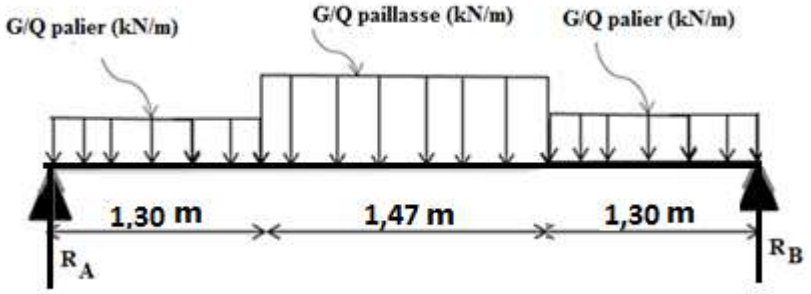


Figure III.21: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

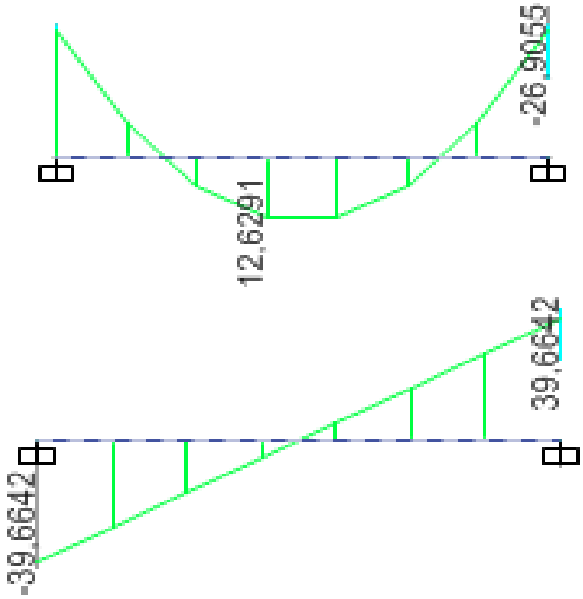


Figure III.22 : Diagrammes des efforts internes à l'E.L.U

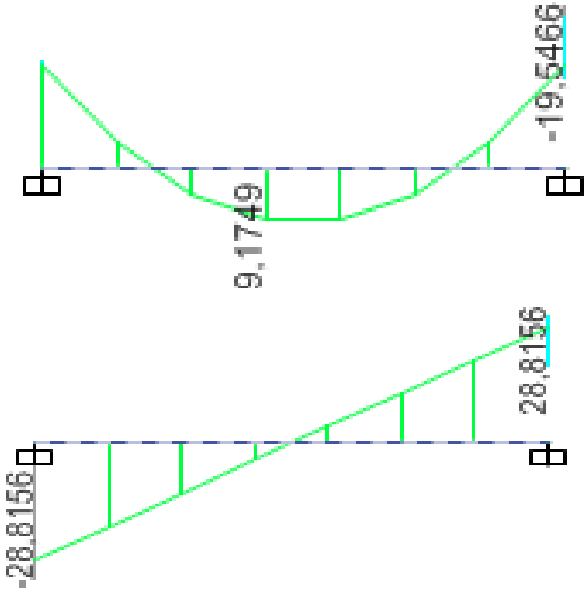


Figure III.23 : Diagrammes des efforts internes à l'E.L.S

III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.36. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

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

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	12.63	2.76	0,00	1,50	6HA12 = 6.78	1.69	4HA 8 = 2,01
En appuis	26.90	6.07	0,00		6HA12 =6,78	1,69	4 HA 8 = 2,01

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée.

Tableau III.36:Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b};5\right]$	τ_u (MPa) $=\frac{V_u}{b_0.d}$	Obs
Travée	14,43cm ≤ 33cm	30,60cm ≤ 45cm	3,33	1.69	CV
Appuis	22,50cm ≤ 33cm	30,60cm ≤ 45cm			

III.4.4.Vérification à l'ELS

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

Tableau III.37: Vérification à l'E.L.S

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	6.78	6,78
M_{ser} (kN.m)	9.17	19.54
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ (MPa)	4.53	9.64
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ =15 (MPa)	CV	CV

III.4.5.Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.39.Selon la méthode présentée à(annexe C).

Tableau III.38:Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	μ
6.17	6.78	7,84	0,0052	0,895	0,18
L(m)	f_i **(mm)**	f_v **(mm)**	Δf**(mm)**	f_{adm}**(mm)**	$\Delta f < f_{adm}$
4,07	2.41	5.36	2.95	8.14	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e=15cm.

III.4.6.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.23) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.25:

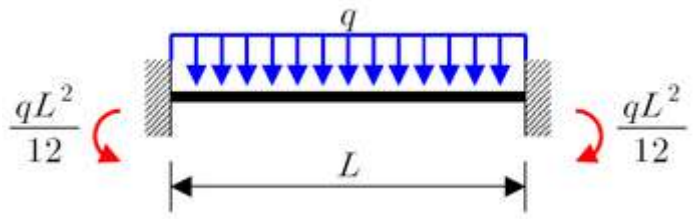


Figure III.24: Schéma statique équivalent de la poutre palière

Tableau III.39:Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 5.60 m ⇒37cm ≤ h≤56cm. On adopte : h = 35 cm ⇒10.5≤ b ≤24.5 cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1,16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,0625) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0,35 ×0,30×25=2.625kN/ml

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.41 :

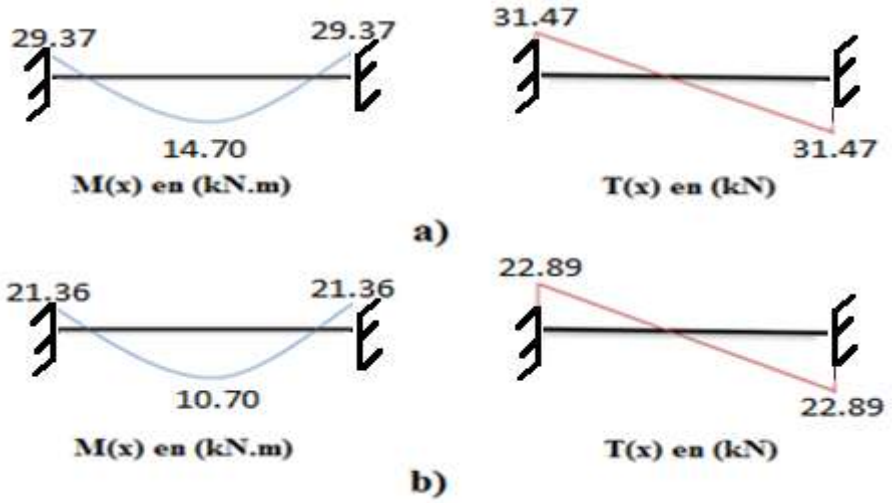


Figure III.25: Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2] sera donnée en (annexe C), Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.40:Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{tenduemin}$ $(cm^2)_{CBA}$	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totalemin}$ $(cm^2)_{RPA}$	Obs
En travée	14.70	1.37	0,00	0,75	3HA12=3,39	5.25	CV
En appuis	29.37	2.78	0,00	0,75	3HA12=3,39		CV

Tableau III.41 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
30x35	Travée	10.70	3.39	0	2.51	21.20	CV
	Appui	21.36	3.39	0	5	42.30	CV

Tableau III.42: Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u(MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u<\tau_{u\ adm}$
30x35	32	0,32	3,3	CV

La section d'armature transversale (A_t) dela poutre palière, ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.44:

Tableau III.43: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)		RPA 99 (cm)		$S_{t\ adoptee}$		$A_t(cm^2)$	
		St1	St2	S_{t1}	S_{t2}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x35	0.32	29.7	40	8.75	17,50	10	15	4 Φ 8	0,41

En revanche, puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire (annexe 3), n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires (Tableau III.45).

Tableau III.44: Vérification de la flèche de la poutre palière

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	μ
10.70	3.39	18.21	0.0034	0.895	0
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
5.60	0.97	2.37	1.58	11.2	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en prédimensionnement : bxh=30x35 cm².

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDEDYNAMIQUE

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 et Centre de torsion

IV.2.1.a. Centre de masse

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

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

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{W_i}$$

Avec :

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

IV.2.1.b. 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 :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad YT = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures :

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$$

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse et centre d'inertie.

Niveau	Inertie et centre d'inertie		Masse et centre de Masse		
	X_T (m)	Y_T(m)	Masse.g(kN)	X_G(m)	Y_G(m)
RDC	8,6133	7,9216	4844,29	9,5314	10,6246
Etage 1	8,4446	7,5810	4828,03	9,4743	10,5863
Etage 2	8,3371	7,8988	4536,25	9,5003	10,5590
Etage 3	8,2755	8,2690	4363,40	9,5266	10,5516
Etage 4	8,2532	8,6065	4284,42	9,5332	10,5411
Etage 5	8,2401	8,8538	4213,79	9,5461	10,5390
Etage 6	8,2343	9,0306	3625,15	9,5991	10,8004

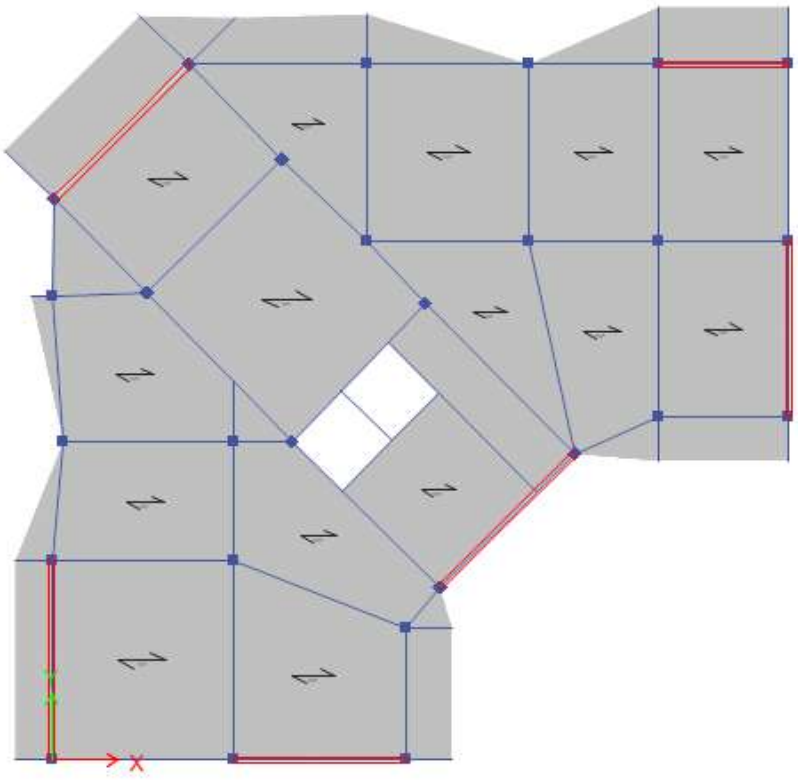


Figure IV.1 : Disposition des voile

IV.2.2. Excentricité

IV.2.2.1. 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 :$E_x = |X_T - X_G|$; $E_y = |Y_T - Y_G|$

TableauIV.2. Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	$E_x = \|X_T - X_G\|$	$E_y = \|Y_T - Y_G\|$
RDC	0,9181	2,70
Etage 1	1,0297	3,01
Etage 2	1,1632	2,66
Etage 3	1,2511	2,28
Etage 4	1,28	1,93
Etage 5	1,306	1,69
Etage 6	1,3648	1,77

IV.2.2.2. 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).
- Excentricité théorique résultant des plans.

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

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

TableauIV.3 . Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	**L_x (m)**	**L_y (m)**	**E_x (m)**	**E_y (m)**
RDC	21,01	21,19	1,05	1,05
Etage 1	21,01	21,19	1,05	1,05
Etage 2	21,01	21,19	1,05	1,05
Etage 3	21,01	21,19	1,05	1,05
Etage 4	21,01	21,19	1,05	1,05
Etage 5	21,01	21,19	1,05	1,05

IV.2.2.3. 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.

TableauIV.4 .Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	**Direction X**			**Direction Y**		
	$E_{x\ Théo}$	**$E_{x\ ACC}$**	**$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$**	**$E_{y\ Théo}$**	**$E_{y\ ACC}$**	**$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$**
Etage 1	0,9181	1,05	1,9681	2,70	1,05	3,75
Etage 2	1,0297	1,05	2,0797	3,01	1,05	4,06
Etage 3	1,1632	1,05	2,2132	2,66	1,05	3,71
Etage 4	1,2511	1,05	2,3011	2,28	1,05	3,33
Etage 5	1,28	1,05	2,33	1,93	1,05	2,98
Etage 6	1,306	1,05	2,356	1,69	1,05	2,74
Etage 6	1,3648	1,05	2,4148	1,77	1,05	2,82

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

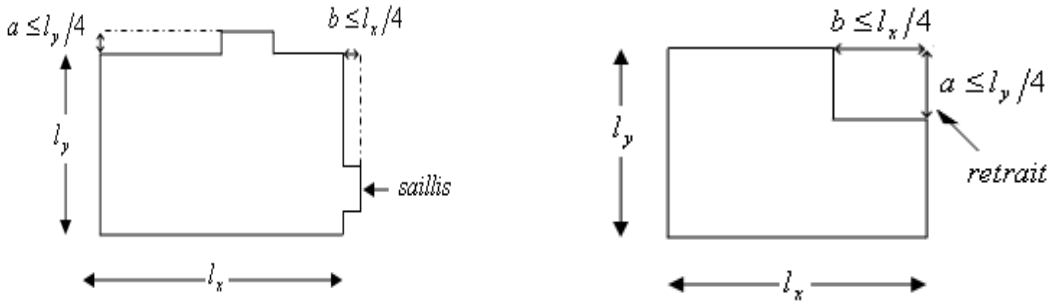
En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accelerogrammes.

IV.3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

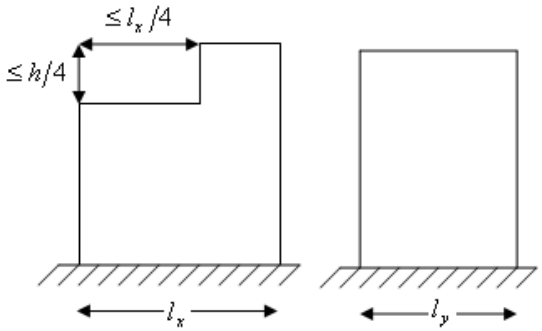
1. En zone III le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

a) Régularité en plan :



- Dans notre cas, on a un retrait où « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$de Lx et Ly **(C.N.V)**.

b)Régularité en élévation :



- (C.V) car on n'a pas des retraits en élévation.

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, H_t=21,24<23 m **(C.V)**)

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit êtremené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse de structures aux éléments finis ETABS VERSION 17

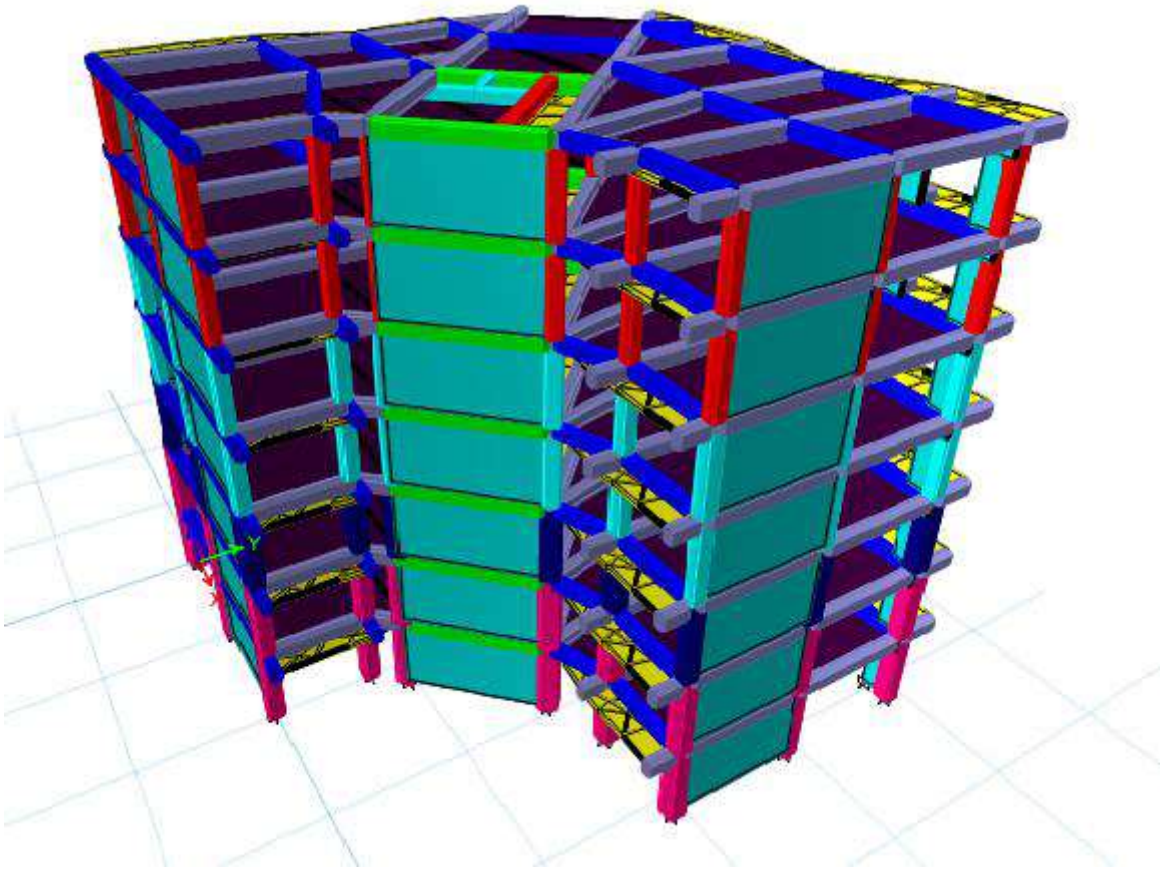
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale

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

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article [4.3.2.bdu RPA 99V2 003], on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure.



.

Figure IV.2 : Présentation de la structure en 3D

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)➔ A = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,88

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 :

TableauIV.5. Détermination du coefficient de comportement Rdustructure

Niveau	**1er**	**2ème**	**3ème**	**4ème**	**5ème**	**6ème**
$S_{étage}(m^2)$	358,86	358,86	358,86	358,86	358,86	358,86
$S_{voiles}(m^2)$	47,19	47,19	47,19	47,19	47,19	47,19
$S_{voiles}/S_{étage}<20\%$	13,15%	13,15%	13,15%	13,15%	13,15%	13,15%

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

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

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

Donc : **R = 4**

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

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

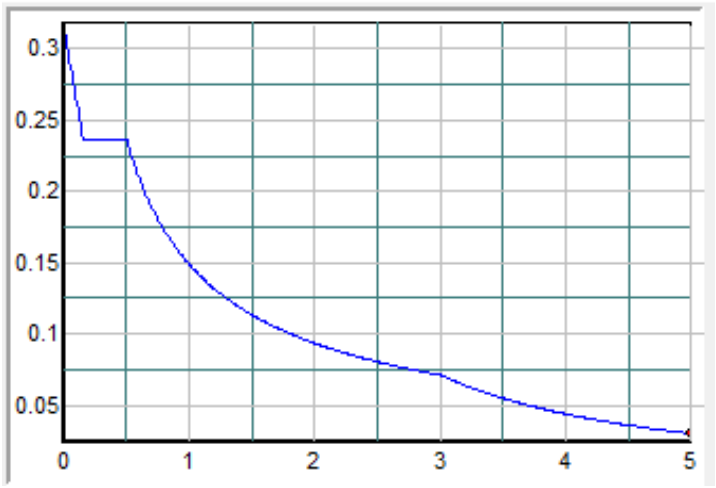
TableauIV.6. Détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
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+ 0,15= 1,15 ; Q_y = 1+ 0,15= 1,15

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



FigureIV.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 :

- **Stabilité de la structure**

1.Vérification du comportement modale de la structure.

2.Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3.Vérification de la force sismique V à la base.

4.Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments**

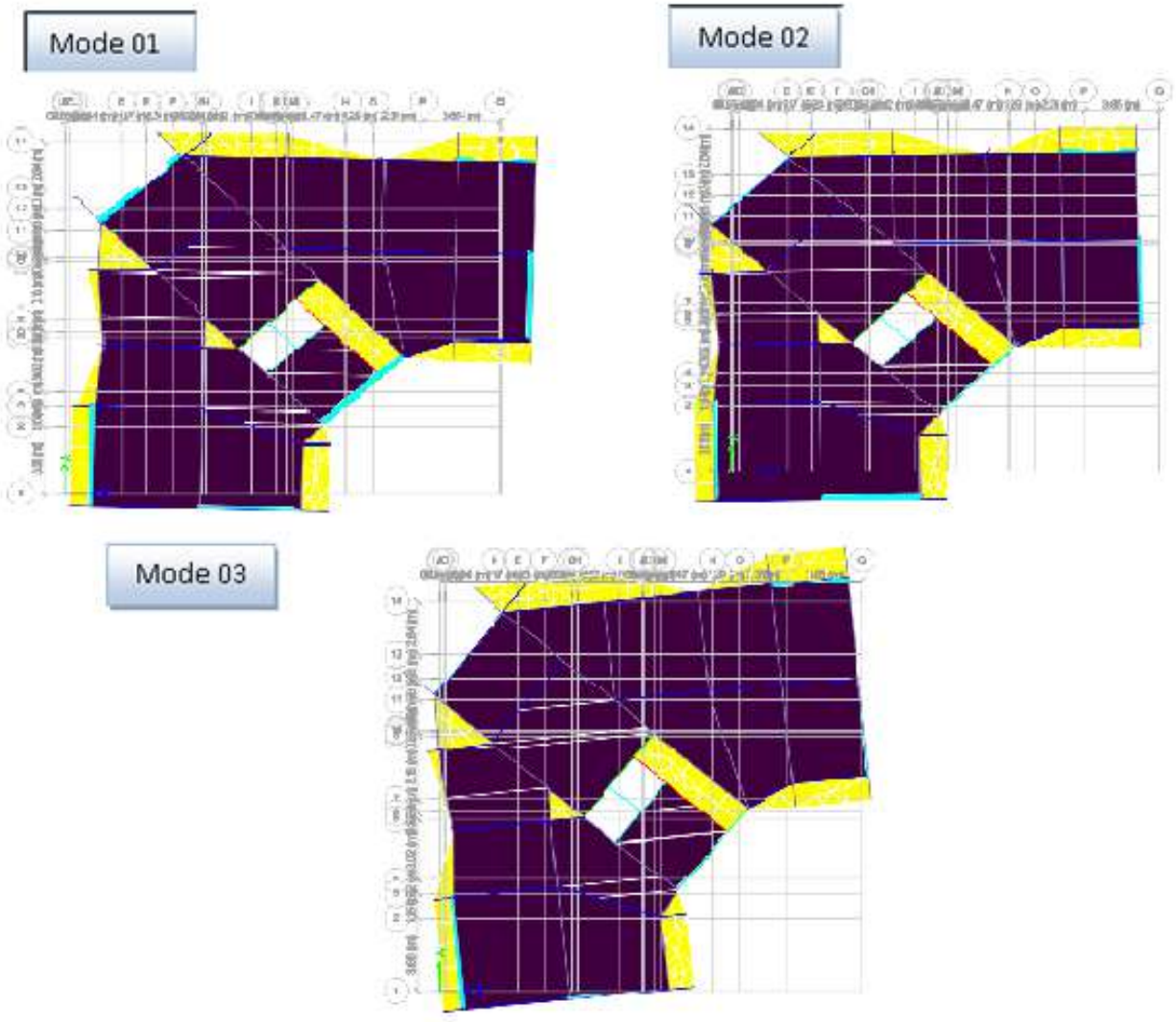
6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7.Vérifications des déplacements inter-étage

8.Vérification du cisaillement des éléments

9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification du comportement modale de la structure



FigureIV.4 : Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.7. Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période (s)	Le comportement des trois premiers modes			Nature
		U_X(%)	U_Y(%)	R_Z(%)	
1	0,64	48,26	18,89	1,16	Translation pure
2	0,43	18,92	49,18	0,46	Translation pure
3	0,35	1,32	0,00	66,32	Torsion pure

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.8 : Périodes et coefficients de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		U_x	U_y	R_z
1	0,64	48,26	18,89	1,16
2	0,43	67,18	68,07	1,62
3	0,35	68,50	68,07	67,94
4	0,17	83,51	73,27	68,35
5	0,11	87,98	89,32	68,87
6	0,09	89,14	89,42	89,42
7	0,08	**90,77**	**90,05**	**90,00**

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 7ème mode.

IV.4.3. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut etre estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T=C_T*h_N^{3/4}$$

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

C_T : coefficient, fonctiondusystéme de contreventement,du type de remplissage .

La vérification de la période fondamentale est assurée par la formule suivante :

$\mathbf{T_{numérique} \leq 1{,}3T_{empirique} = 1{,}3 * C_T * h_N^{3/4}}$

Tableau IV.9.période fondamentale de la structure

Désigniation	$\mathbf{T_{numérique}}$ **sec**	$\mathbf{T_{empirique}}$ **sec**	$\mathbf{1{,}3T_{empirique}}$	$\mathbf{obsT_{numérique} \leq 1{,}3T_{empirique}}$
Valeur	0,64	0,497	0,646	**CV**

Pour assurer la vérification de la période fondamentale comme indiqué dans le tableau en dessus, on a augmenté les sections des élements porteurs (poteaux,poutres)

Tableau IV.10.les sections des éléments porteurs(poteaux, poutres)

Designation	**Dimensions Finales (axb) cm^2**	**Prédimensionnement (axb) cm^2**
POTEAUX		
RDC	55x55	45x45
1er étage	55x55	40x40
2ème étage	50x50	40x40
3ème étage	40x40	35x35
4ème étage	40x40	35x35
5ème étage	35x35	30x30
6ème étage	35x35	30x30
POUTRES		
Poutres principales	30x45	30x40

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

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

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

- A : coefficient d'accélération de zone

Tel que: A = 0,25

- 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, [RPA99 version 2003 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 = 0.88

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

D= 2.2

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 4

- Q : facteur de qualité

Q=1.20

- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi};\ \beta_1 = 0{,}2$$

Tableau IV.11.Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D	R	Q	$\sum W_i$ (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0,25	2,2	4	1,20	37437,71	6177,22	6177,22

Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	Vt / V	$V_t / V \ge 0{,}8$
X	6177,22	3664,16	0,59	**CV**
Y	6177,22	4159,37	0,67	**CV**

La force dynamique est équivalente à la force statique dans les deux directions $\frac{Vt}{V} \ge 0{,}8$.

-Comme on a :Vtx=3664,16 <0,8Vx=4941,78donc on augmant les paramétre suivent x par un coefficient de 1,35

-Vty=4159,37<0,8Vy=4941,78donc on augmant les paramétre suivent x par un coefficient de 1,19

IV.4.5. 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 :

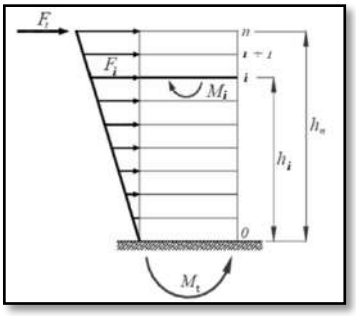
- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G.Wi \\ M_{ty} = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

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



FigureIV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV. 4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art4.2.5]

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

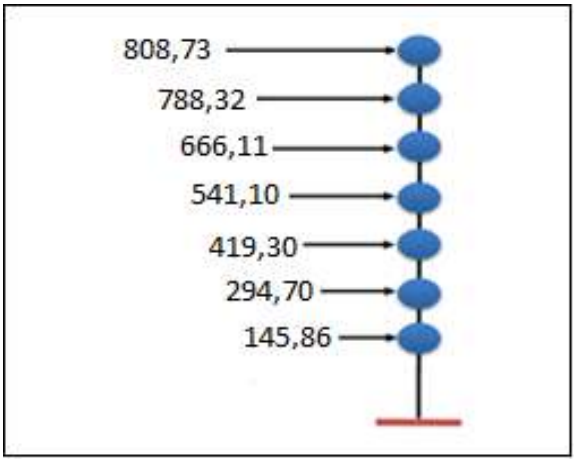
$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

Donc on a:

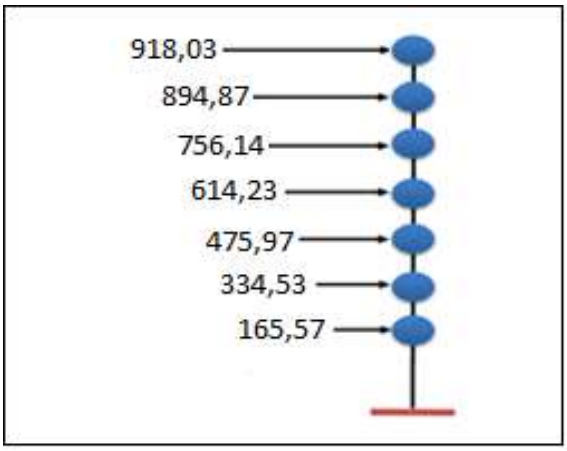
$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$

Tableau IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

h_i (m)	W_i(kN)	Vtx (kN)	Vty (kN)	$W_i h_i$	F_{ix}(kN)	F_{iy}(kN)
21,42	4445,75	3664,16	4159,37	95227,97	808,73	918,03
18,36	5055,85	3664,16	4159,37	92825,41	788,32	894,87
15,30	5126,48	3664,16	4159,37	78435,14	666,11	756,14
12,24	5205,46	3664,16	4159,37	63714,83	541,10	614,23
9,18	5378,31	3664,16	4159,37	49372,89	419,30	475,97
6.12	5670,09	3664,16	4159,37	34700,95	294,70	334,53
3.06	5612,94	3664,16	4159,37	17175,6	145,86	165,57
Σ				**431452,8**	**3664,16**	**4159,34**



FigureIV.6. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.



FigureIV.7. Concentration des forcessismiques aux étages suivant Y.

V. 4.5.2. Moment de renversement

TableauIV.14. Calcul du moment de renversement

hi(m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (kN.m)	Moyi (kN.m)
21,42	808,73	918,03	17323,08	19664,29
18,36	788,32	894,87	14473,74	16429,86
15,30	666,11	756,14	10191,62	11569,02
12,24	541,10	614,23	6623,12	7518,24
9,18	419,30	475,97	3849,21	4369,43
6,12	294,70	334,53	1803,57	2047,32
3,06	145,86	165,57	446,348	506,67
∑Mo			**54710,7**	**62104,8**

IV. 4.5.3. Moment stabilisant

TableauIV.15. Calcul du moment stabilisant.

h_i (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
21,42	4445,75	9,5314	10,6246	47234,31545	42374,22155
18,36	5055,85	9,4743	10,5863	53522,74486	47900,63966
15,30	5126,48	9,5003	10,559	54130,50232	48703,09794
12,24	5205,46	9,5266	10,5516	54925,93174	49590,33524
9,18	5378,31	9,5332	10,5411	56693,30354	51272,50489
6,12	5670,09	9,5461	10,539	59757,07851	54127,24615
3,06	5612,94	9,5991	10,8004	60621,99718	53879,17235
∑			**Mt**	**386885,87**	**347847**

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

TableauIV.16. Vérification de stabilisation.

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$M_t / M_0 \geq 1{,}5$
386885,87	347847	54710,7	62104,8	7,07	5,60	**CV**

La structure stable vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.6.Vérifications des déplacements inter-étage

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

TableauIV.17.Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
21,24	1,9019	7,6076	1,3468	3,06	CV
18,36	1,5652	6,2608	1,378	3,06	CV
15,3	1,2207	4,8828	1,3508	3,06	CV
12,24	0,883	3,532	1,2532	3,06	CV
9,18	0,5697	2,2788	1,05	3,06	CV
6,12	0,3072	1,2288	0,8092	3,06	CV
3,06	0,1049	0,4196	0,4196	3,06	CV

TableauIV.18.Vérification des déplacements inter-étages sensY

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
21,24	1,2972	5,1888	0,926	3,06	CV
18,36	1,0657	4,2628	0,9548	3,06	CV
15,3	0,827	3,308	0,928	3,06	CV
12,24	0,595	2,38	0,8516	3,06	CV
9,18	0,3821	1,5284	0,708	3,06	CV
6,12	0,2051	0,8204	0,5364	3,06	CV
3,06	0,071	0,284	0,284	3,06	CV

IV. 4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

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

$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0{,}10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0{,}10 < \theta \leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

TableauIV.19. Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θx	θ≤ 0,10
21,24	4445,75	808,73	1,3468	0,003486	CV
18,36	9501,6	1597,05	1,378	0,004465	CV
15,30	14628,08	2263,16	1,3508	0,005707	CV
12,24	19833,54	2804,26	1,2532	0,007241	CV
9,18	25211,85	3223,56	1,05	0,008946	CV
6,12	30881,94	3518,26	0,8092	0,011606	CV
3,06	36494,88	3664,12	0,4196	0,013658	CV

TableauIV.20. Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (m)	Pk(KN)	VkY(KN)	ΔkY(cm)	θY	θ≤ 0,10
21,24	4315,18	857,21	0,926	0,00219466	CV
18,36	9162,97	1682,65	0,9548	0,00283193	CV
15,30	14071,45	2379,13	0,928	0,00358738	CV
12,24	19048,38	2944,08	0,8516	0,00450156	CV
9,18	24096,53	3373,86	0,708	0,00550831	CV
6,12	29262,543	3667,06	0,5364	0,00699409	CV
3,06	34363,683	3811,82	0,284	0,00836689	CV

IV. 4.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

$\gamma=\frac{N_{max}}{\beta_r \times f_{c28}}<0,3$ Avec : N_{max}= 1556,98KN ; β_r=(0,55×0,55) m² et f_{c28}=25Mpa

$\gamma=\frac{N_{max}}{\beta_r \times f_{c28}} = \frac{1556,95\times10^3}{0,55X0,55x25x1000}$= 0,218<0,3

Conclusion

On adopte les dimensions finales suivantes :

- ✓ Poteaux RDC &1er étage : **55×55cm² ;**
- ✓ Poteaux 2ème étage: **50×50 cm² ;**
- ✓ Poteaux 3ème&4èmeétages : **40×40 cm² ;**
- ✓ Poteaux 5ème& 6èmeétages : **35×35 cm² ;**
- ✓ Poutres principales (PP) : **30x45cm² ;**
- ✓ Poutres secondaires 1 (PS1) : **30x35 cm² ;**
- ✓ Poutres secondaires 2 (PS2) :**30x45 cm² ;**
- ✓ Chainages (CH) : **30x40cm² ;**
- ✓ Epaisseur des voiles (V) : **a=15 cm ;**
- ✓ Epaisseur des dalles plaines (DP) : **a=15 cm**.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2. Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons exigées par le CBA93 [2]

  * E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q * E.L.S : G + Q

- Combinaisons exigées par le RPA99 (Version 2003) [1]

  * 0,8 G ± E * G + Q ± E

G : charge permanente. Ferraillage des elements resistants

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3. Recommandation des règlements

Selon les règlements en vigueur, le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0{,}5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ (zone courante). [1]

- $0{,}5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement). [1]

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0{,}003\ S_t.\ b$ [1]

B : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.4. Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres

seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants. Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple.

Tableau V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (PP) de la terrasse.

Section (cm²)	Position	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	CBA	$A_{Totale\ choisie}$ (cm²)	RPA		Situation
						$A_{Min\ tendue}$ (cm²)		$A_{Min\ totale}$ (cm²)	$A_{Max\ totale}$ (cm²)	
30x45	En travée	99,83	7,70	0	3HA14+3HA14=9,24	1,35	16,21	6,75	81	ELU
	Aux appuis	-148,28	10,08	0	2HA16+4HA14=10,18	1,35	17,75			Acc

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (PP) de l'étage courant

Section (cm²)	Position	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	CBA	$A_{Totale\ choisie}$ (cm²)	RPA		Situation
						$A_{Min\ tendue}$ (cm²)		$A_{Min\ totale}$ (cm²)	$A_{Max\ totale}$ (cm²)	
30x45	En travée	140,47	9,5	0	3HA16+3HA14= 10,65	1,35	16,68	6,75	81	Acc
	Aux appuis	-178,47	12,43	0	5HA16+2HA14=13,13	1,35	19,16			Acc

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires porteuses (PSP).

Section (cm²)	Position	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	CBA	$A_{Totale\ choisie}$ (cm²)	RPA		Situation
						$A_{Min\ tendue}$ (cm²)		$A_{Min\ totale}$ (cm²)	$A_{Max\ totale}$ (cm²)	
30x35	En travée	73,89	6,58	0	3HA14+2HA12= 6,88	1,05	16,68	5,25	63	Acc
	Aux appuis	-84,83	7,67	0	3HA14+3HA12=8,01	1,05	12,63			Acc

Tableau V.4: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires non porteuses (PSNP)

Section (cm²)	Position	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	CBA	A Totale choisie (cm²)	RPA		Situation
						$A_{Min\ tendue}$ (cm²)		$A_{Min\ totale}$ (cm²)	$A_{Max\ totale}$ (cm²)	
30x35	Aux appuis	-82,01	7,39	0	5HA14= 7,7	1,05	15,4	5,25	63	Acc

Tableau V.5: Ferraillage longitudinal des chainages (CH)

Section (cm²)	Position	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	CBA	$A_{Totale\ choisie}$ (cm²)	RPA		Situation
						$A_{Min\ tendue}$ (cm²)		$A_{Min\ totale}$ (cm²)	$A_{Max\ totale}$ (cm²)	
30x40	En travée	37,59	3,16	0	3HA12= 3,39	1,2	10,17	6	72	ELU
	Aux appuis	-41,45	3,01	0	3HA12= 3,39	1,2	10,17			Acc

V.4.1. Vérification des contraintes

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

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

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$ et $\sigma_s = \dfrac{15(d-y)}{I} \le \overline{\sigma}_s$ Avec :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266{,}66\,\text{MPa}; 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa}$$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable.

Tableau V.6: Vérification à l'E.L.S des poutres principales de terrasse

Section (cm²)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x45)	Travée	72,60	10,65	0	0	191,6	CV
	Appui	-75,74	10,18	0	0	203,8	CV

Tableau V.7 : Vérification à l'E.L.S des poutres principales de l'étage courant

Section (cm²)	Position	M_{Ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x45)	Travée	64,08	9,83	0	0	165,7	CV
	Appui	-115,14	6,03	0	0	243,9	CV

Tableau V.8 : Vérification à l'E.L.S des poutres secondaires porteuses

Section (cm²)	Position	M_{Ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x35)	Travée	12,83	6,88	0	0	66,6	CV
	Appui	-23,70	7,7	0	0	106,4	CV

Tableau V.9 : Vérification à l'E.L.S des poutres secondaires non porteuses

Section (cm²)	Position	M_{Ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
30x35	Appui	-55,45	7,7	0	0	252,8	CV

Tableau V.10 : Vérification à l'E.L.S des chainages.

Section (cm²)	Position	M_{Ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x40)	Travée	37,59	3,39	0	0	172,9	CV
	Appui	-41,45	3,39	0	0	190,6	CV

V.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " [2].

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$ Avec : T_u : effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$$, avec : f_{c28} = 25 MPa.

- $\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$ (situation durable).
- $\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$ (situation accidentelle).

Tableau V.11: Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses et secondaires.

Section (cm²)	Position	Situation	T_u kN	τ_u MPa	$\tau_{u\,adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
30x45	PP & PSP	Acc	202	1,16	3,33	C.V
30x40	PS	Durable	51	0,38	3,33	C.V
30x35	PS	Durable	89	0,86	3,33	C.V

V.4.3. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Selon le RPA 99 :}\begin{cases}\dfrac{A_t}{S_t}\geq 0.003.b\\ S_t\leq \min\left(\dfrac{h}{4};12\varphi 2\varphi,30cm\right) \quad (\text{zone nodale})\\ S_t\leq \dfrac{h}{2} \quad (\text{zone courante})\end{cases}$$

$$\text{Selon le CBA 93 :}\begin{cases}\dfrac{A_t}{b_0.S_t}\geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u-0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha+\sin\alpha\right)}\\ S_t\leq \min\left(0.9d\,;40cm\right)\\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t}\geq 0.4MPa\end{cases}$$

Tableau V.12: Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses

Section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		A_t(cm2)	
		A_t cm²	S_t cm	S_t cm	A_t cm²	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x45	1,16	1,8	40	36,45	0,72	23	9	9	15	A=2,1 4 Φ 8	1,8
30x40	0,38	1,8	40	32,5	0,30	20	9	9	15	A=2,1 4 Φ 8	1,8
30x35	0,86	1,35	40	28,33	0,16	17,5	8	8	15	A=2,1 4 Φ 8	1,8

V.4.4. Vérification de la flèche préliminaire

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

1- $\frac{h}{L}\geq\frac{1}{16}$.

2- $\frac{h}{L}\geq\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$; avec : $M_t = k.M_0$ $(0,75\leq k\leq 0,85)$ où $k = 0,75$

3- $\frac{A}{b_0.d}\leq\frac{4.2}{f_e}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trios inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3 dont les résultats sont présentés dans tableaux (V.16) (V, 17) (V, 18).

Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres.

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 (30x45)	0,079	0,0625	CV	0,079	0,075	CV	0,008	0,01	**CV**
PS (30x45)	0,087	0,06	CV	0,087	0,075	CV	0,001	0,01	**CV**
PS (30x40)	0,067	0,06	CV	0,067	0,075	CNV	0,002	0,01	**CV**
PS (30x35)	0,067	0,06	CV	0,067	0,075	CNV	0,0044	0,01	**CV**

Tableau V.14 : Vérification de la flèche de la poutre secondaire 30x40

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	μ
37,59	3,39	20,73	0,0029	0,895	0,38
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
5,90	1,62	2,73	1,11	5,4	**C.V**

Tableau V.15 : Vérification de la flèche de la poutre secondaire 30x35

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	μ
35	4,62	18,45	0,0046	0,895	0,46
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
5,15	6,56	11,68	5,12	10,3	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions des poutres choisies initialement en prédimensionnement.

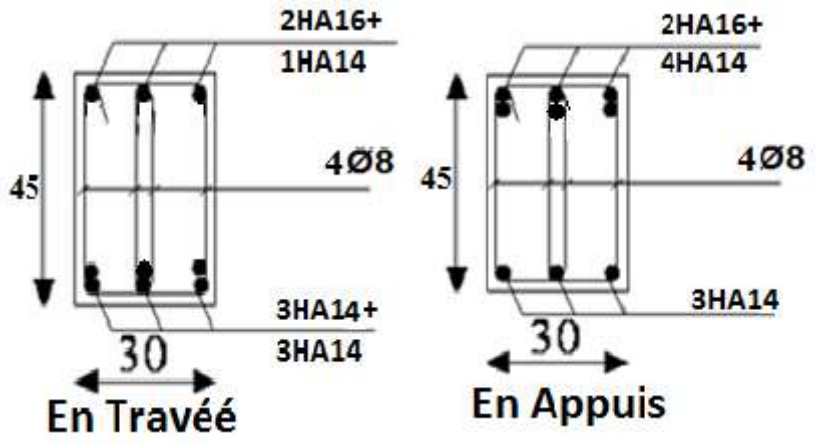


Figure V.1 : Les armatures des poutres porteuses de terrasse.

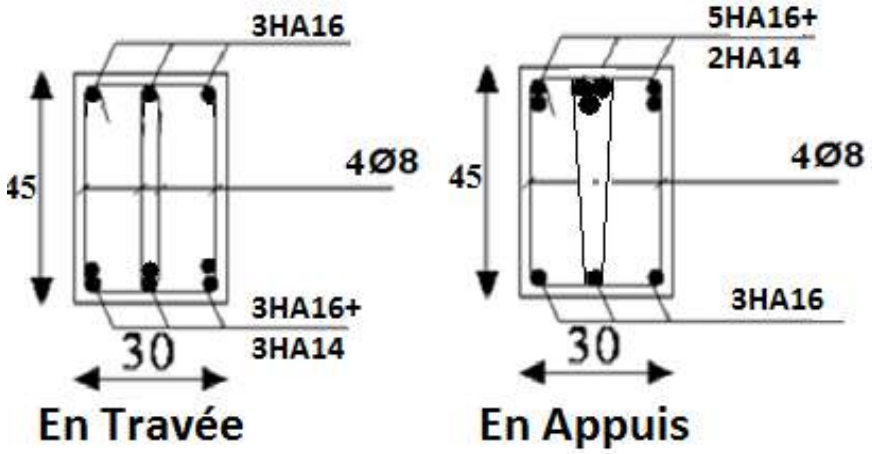


Figure V.2 : Les armatures des poutres porteuses d'étage courant

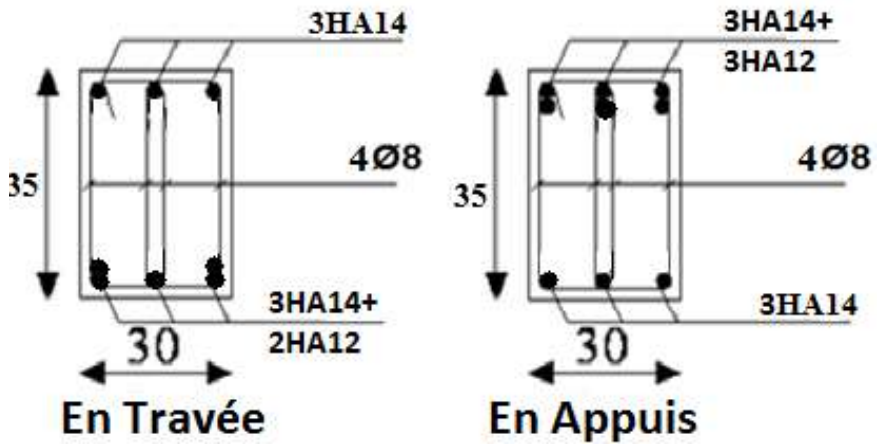


Figure V.3 : Les armatures des poutres porteuses secondaires.

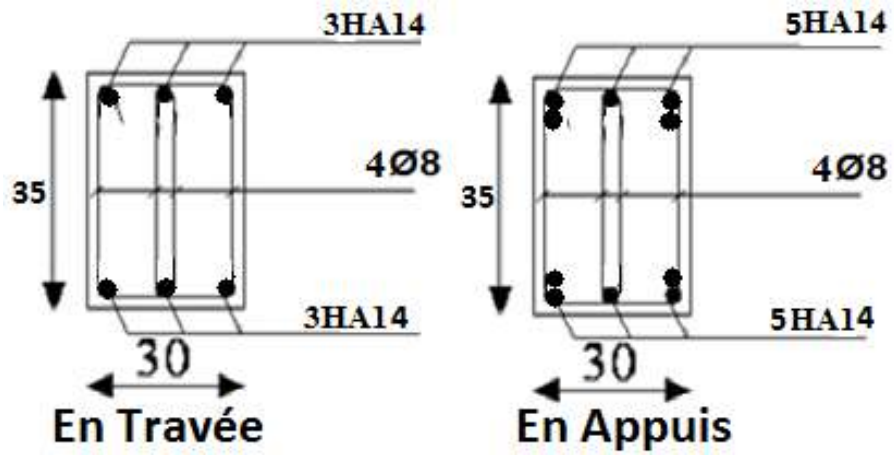


Figure V.4 : Les armatures des poutres non-porteuses secondaires

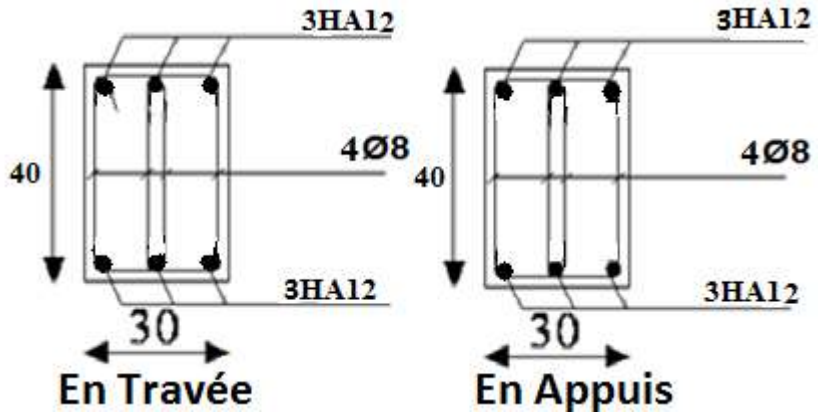


Figure V.5 : Les armatures des chainages porteuses

V.5. Ferraillage des poteaux

V.5.1. Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa. [2]

- Situation accidentelle :

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa. [2]

Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.5.2. Etat limite ultime de stabilité de forme

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " telle que :

$e = e_1 + e_2$ Avec : $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$ et $e_2 = \frac{3L_{f2}\ (2+\alpha.\varphi)}{10\ .h}$ [2]

où : $e_a = Max\left(2cm\ ;\ \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1: excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f : longueur de flambement.

L : longueur libre du poteau.

H : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total, où : $0< \alpha<1$

V.5.3. Recommandations des règlements

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone III par :

$\mathbf{0{,}9\%} \leq \frac{A}{b.h} \leq \mathbf{4\%}$ (Zone courante). [1]

$\mathbf{0{,}9\%} \leq \frac{A}{b.h} \leq \mathbf{6\%}$ (Zone de recouvrement). [1]

Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour 1m de largeur} \\ 0{,}1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases} \quad [1]$$

V.5.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants :

1eme cas : (Nmin ; M_{corr}).

2eme cas : (Nmax ; M_{corr}).

3er cas : (Mmax ; N_{corr}).

NB

o Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés ; c'est pour cette raison, qu'on adoptera pour tous les poteaux de chaque niveau le même ferraillage.

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.

Etage	Section (cm²)	Cas	N (kN)	M (kN.m)	$A_{Calculée}$ (cm²)	$A'_{Calculée}$ (cm²)	Type de section (*)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	A tot (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC+1er	55x55	1er	428	15,19	6,21	4,49	SET	2HA20+ 1HA14= 7,82	3,02	4HA20+4HA 14 =18,72	27,22	4HA20 +8HA16= 28,64
		2eme	-2022	21,41	0	0	SEC	-				
		3eme	-849,19	145	0	0	SEC	-				
2eme	50x50	1er	337,40	90,30	9,71	0	SPT	2HA20+ 2HA16= 10,30	2,50	4HA20+8HA 16 =28,64	22,50	4HA20+8HA 16 =28,64
		2eme	-1408,5	51	0	0	SEC	-				
		3eme	-117,17	142,61	0	0	SEC	-				
3eme+4eme	x4040	1er	245	62,82	7,79	0	SPT	4HA16 = 8,04	1,60	12HA16 = 24,12	14,40	12HA16 = 24,12
		2eme	-1111,6	37,25	0	0	SEC	-				
		3eme	-454,8	126	4,35	0	SPC	4HA16 = 8,04				
5eme + 6eme	35x35	1er	80,60	52,35	5,39	0	SPT	2HA16+ 2HA14= 7,10	1,22	4HA16+8HA14 =20,36	11,02	4HA16+8HA14 =20,36
		2eme	-550	35,15	0	0	SEC	-				
		3eme	-172,21	100	6,79	0	SPC	2HA16+ 2HA14= 7,10				

(*) **SET** : Section entièrement tendue ; **SPT** : Section partiellement tendue ;
SEC : Section entièrement comprimée; **SPC** : Section partiellement comprimée

V.5.5. Vérification à l'E.L.S des poteaux

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.
- Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266{,}66\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L.S.

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1er	**55x55**	-501	15,79	**37,68**	SEC	1,54	0,87	22,10	14,10
		-1474	15,58	**37,68**	SEC	3,87	3.22	57.10	49.30
		-1250	44,50	**37,68**	SEC	3,94	2,07	56,30	33,90
2eme	**50x50**	-408	20,21	**28,64**	SEC	1,80	0,63	25,20	11,20
		-1027	37,04	**28,64**	SEC	4,13	1,99	58,70	33,00
		-1008	45,14	**28,64**	SEC	4,31	1,7	60,70	29,30
3eme + 4eme	**40x40**	-236	19,90	**24,12**	SEC	2,01	0,02	27,20	3,25
		-810	27,07	**24,12**	SEC	4,84	2,13	68,60	36,00
		-592	38,73	**24,12**	SEC	4,49	0,60	61,50	14,90
5eme + 6eme	**35x35**	-70	14,71	**20,36**	SPC	1,53	0	19,10	11,90
		-400	25,56	**20,36**	SEC	4,01	0,35	54,60	10,80
		-124	37,95	**20,36**	SPC	3,70	0	44,70	41,30

V.5.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$ [1]

1. Selon le RPA 99 ; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante :

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28} \qquad [1]$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f : Longueur de flambement.

A : Section du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A, la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si al fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau V.18: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Etage	**Section (cm)**	**$T_{u\,max}$ kN**	**τ_u MPa**	**λ**	**ρ_d**	**Situat**	**$\tau_{b\,adm}$ MPa**	**$\tau_{u\,adm}$ MPa**	**Observat**
RDC + 1er	55x55	81	0,42	11,50	0,075	Acc	1,875	3,26	**C.V**
2eme	50x50	94	0,58	12,65	0,075	Acc	1,875	3,26	**C.V**
3eme + 4eme	40x40	83,72	0,82	15,82	0,075	Acc	1,875	3,26	**C.V**
5eme + 6eme	35x35	68,84	0,88	18,08	0,075	Acc	1,875	3,26	**C.V**

V.5.7. Armatures transversales

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par : $$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \qquad [1]$$

$\mathbf{T_u}$: effort tranchant de calcul ; $\mathbf{h_1}$: hauteur de la section du poteau.

$\mathbf{S_t}$: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases}$ (zone III)

Avec : φ_l : diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

$\mathbf{\rho_a}$**:** coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t . b_l} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites } (0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau 22 :

Tableau V.19: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux

Etage	Dim (cm)	T_u kN	$10\Phi_l$ (cm)	λ	Zone	S_t cm	$A_{t\,cal}$ cm²	$A_{t\,min}$ cm²	Choix	
									A_t cm²	Φ mm
RDC + 1er	55x55	81	20	11,50	**Z.C**	15	2,17	2,47	3,16	4 Φ 10
					Z.N	10	1,45	1,65		
2eme	50x50	94	20	12,65	**Z.C**	15	1,86	2,25	3,16	4 Φ 10
					Z.N	10	1,24	1,5		
3eme + 4eme	40x40	83,72	20	15,82	**Z.C**	15	2,10	1,8	3,16	4 Φ 10
					Z.N	10	1,40	1,2		
5eme + 6eme	35x 35	68,84	16	18,08	**Z.C**	15	1,99	1,57	2,01	4 Φ 8
					Z.N	10	1,33	1,05		

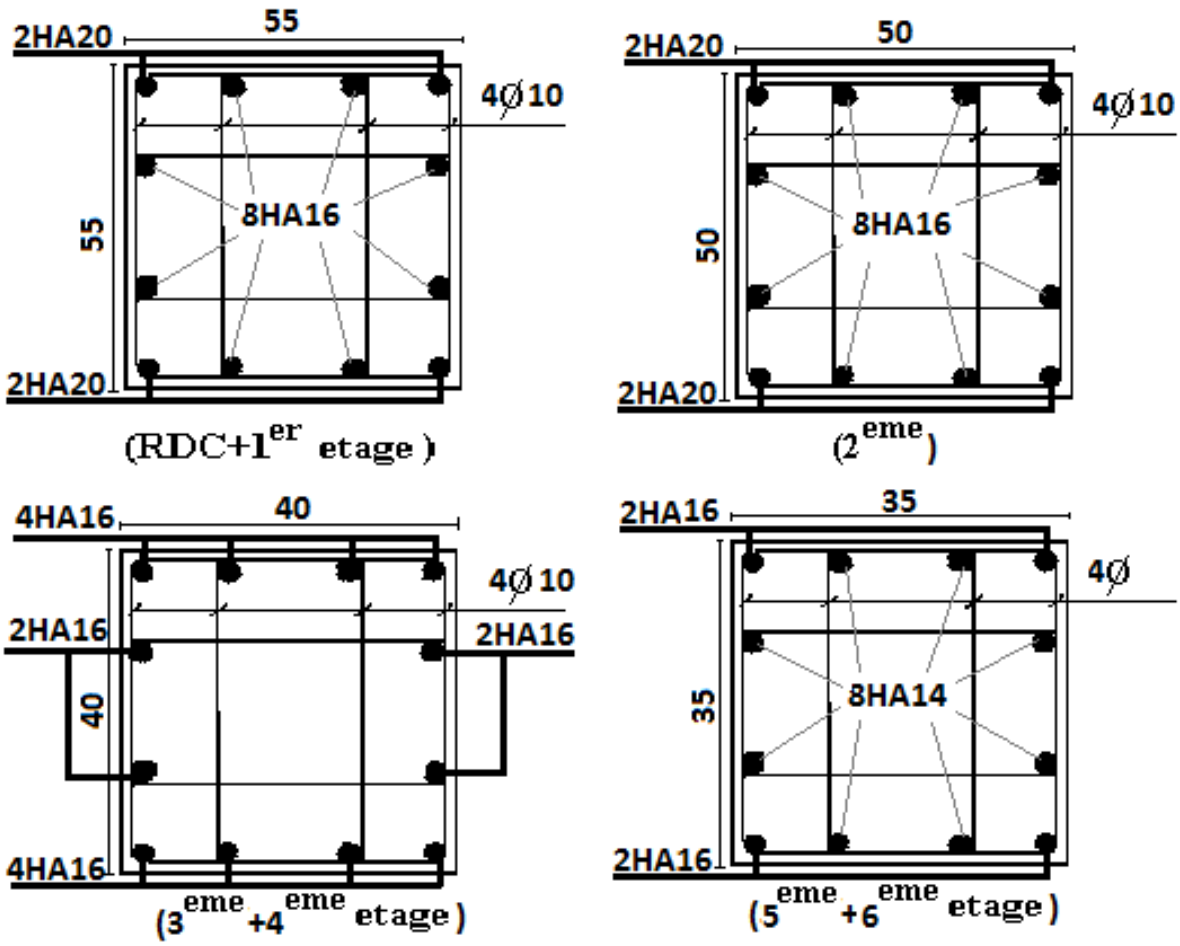


Fig. V.6: Ferraillage des poteaux

V.6. Ferraillage des voiles

V.6.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.6.2. Traitement du " ETABS V 17 "

Pour le traitement des voiles avec le logiciel ETABS 17, on a utilisé un maillage pour mieux comprendre le comportement des voiles.

Recommandations réglementaires :

A) Armatures verticales : L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

$0.1 \leq \frac{A}{ah} \leq 5\%$ [1]

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile. [1]

$A_{ver} = 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile. [1]

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante. [1]

B : Section du voile ; **a** : Epaisseur du voile ; φ_{ver} : Diamètre vertical.

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 : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a} \quad [1]$$

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm] \quad [1]$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b} \quad [1]$$

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a \quad [1]$$

$$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$$

Avec :

τ_b : Contrainte de cisaillement ; **A_h** : Section d'armatures horizontales ; **d = 0.9 h** : Hauteur utile**.**

C) Armatures transversales

Ce sont des armatures haute adhérence de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.6.3. La contrainte limite de cisaillement $\overline{\tau}_b$

$\tau \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ Où $\tau = \frac{V}{b_n d}$ avec : $V = 1.4\, V_{U\ Calcul}$ [1]

Recommandations pour les trumeaux : [1] et [2]

✓ La longueur de recouvrement doit être égale :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \leq Min[1.8a ; 30cm]$

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v \quad (\text{zone courante}) \\ Min\left(\frac{S_v}{2}, 15\,cm\right) \quad (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.6.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants :

- 1er cas : (Nmin ; M_{corr}).

- 2eme cas : (Nmax ; M_{corr}).

- 3eme cas : (N_{corr} ; M_{max}).

V.6.5. Calcul des armatures horizontales

Tableau V.20: Calcul des armatures horizontales.

Etage	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
								CBA	RPA	
RDC+1	1899	2658,6	4,43	5,00	12	2,25	**2x HA 12**	40	22,5	**15**
2eme	1550	2170	3,65	5,00	10	2,25	**2x HA 10**	40	22,5	**15**
3eme+4^{e} ^{me}	1451	2031,4	3,41	5,00	10	2,25	**2x HA 10**	40	22,5	**15**
5eme+6^{e} ^{me}	828	1159,2	1,95	5,00	8	2,25	**2x HA 8**	40	22,5	**15**

Tableau V.21: Calcul des armatures verticales voiles pleins (V_1,) (L=4,44 m)

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	Situat	A_{cal} cm²	Type de section	A_{min} RPA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
RDC + 1er	**0,15**	**1er**	-301	7439,24	Acc	59,27	SPC	9,99	69,25
		2eme	-1400	8810	Acc	58,1	SPC	9,99	
		3eme	-680.1	9158	Acc	69,25	SPC	9,99	
2eme	**0,15**	**1er**	-256	5940	Acc	47,13	SPC	9,99	47,13
		2eme	-1100	5700	Acc	35,48	SPC	9,99	
		3eme	-488	6000	Acc	44,87	SEC	9,99	
3eme + 4eme	**0,15**	**1er**	-178	3192	Acc	24,84	SPC	9,99	39,01
		2eme	-1022	4870	Acc	29,44	SPC	9,99	
		3eme	-446	5246	Acc	39,01	SPC	9,99	
5eme + 6eme	**0,15**	**1er**	-76	744	Acc	5,38	SPC	9,99	14,34
		2eme	-536	1791	Acc	9,2	SPC	9,99	
		3eme	-248	2044	Acc	14,34	SPC	9,99	

Tableau V.22: Armatures verticales dans les voiles pleins

N (kN)	L (m)	L/10 (m)	$S_{t\ min}$ (cm)	Etage	$A_{Adoptée}$ (cm2)	$S_{t\ Choisi}$ (cm)	$A_{Choisie}$ (cm2)
V1	4,44	0,45	22,5	RDC,1er	69,25	15	2x(24HA16) + 2x(5HA16) +(4HA20+ 8HA16)
				2eme	47,13	15	2x(24HA14) + 2x(5HA14) +(4HA20+ 8HA16)
				3eme +4eme	39,01	15	2x(24HA12) + 2x(5HA14) +(12HA16)
				5eme + 6eme	14,34	15	2x(24HA10) + 2x(5HA12) +(4HA16+ 8HA14)

Espacement

On a l'espacement admissible :

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants :

- S_t = 15 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.23 : Vérification à l'ELS des armatures horizontales

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1^{er}	0,15	-886,42	160,35	68,34	SPC	1,22	0,81	17,7	12,8
		-1040	174,13	68,34	SPC	1,42	0,97	20,6	15,2
		-1040	174,13	68,34	SPC	1,42	0,97	20,6	15,2
2^{eme}	0,15	-793	166	57,06	SPC	1,17	0,72	16,9	11,5
		-793	166	57,06	SPC	1,17	0,72	16,9	11,5
		-793	166	57,06	SPC	1,17	0,72	16,9	11,5
3^{eme} + 4^{eme}	0,15	-550	142	42,52	SPC	0,9	0,48	12,9	7,87
		-734	188,23	42,52	SPC	1,2	0,65	17,2	10,5
		-734	188,23	42,52	SPC	1,2	0,65	17,2	10,5
5^{eme} + 6^{eme}	0,15	-195,13	80,22	30,26	SPC	0,39	0,13	5,42	2,32
		-392	126,14	30,26	SPC	0,72	0,32	10,2	5,34
		-392	126,14	30,26	SPC	0,72	0,32	10,2	5,34

Conclusion

Donc, toutes les conditions sont vérifiées. A cet effet, on garde les sections d'armature choisies à l'ELU.

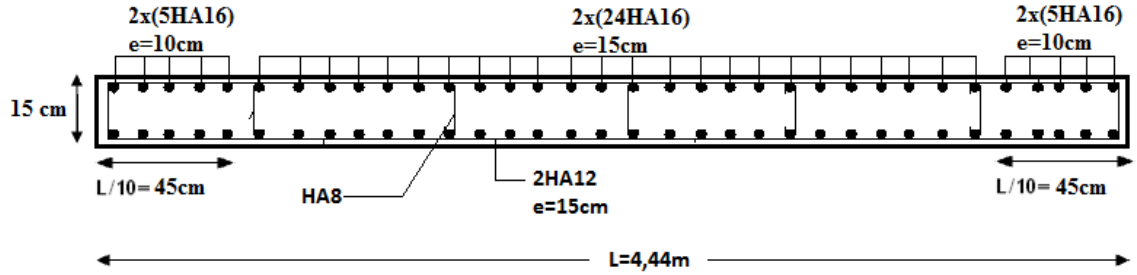


Fig. V.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles de (RDC et 1er).

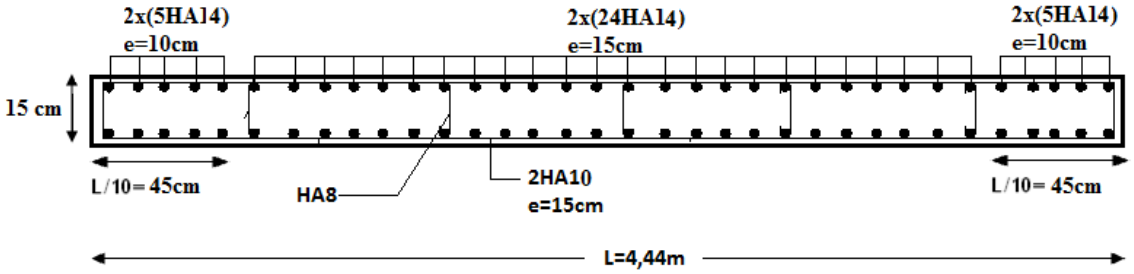


Fig. V.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles de (2eme).

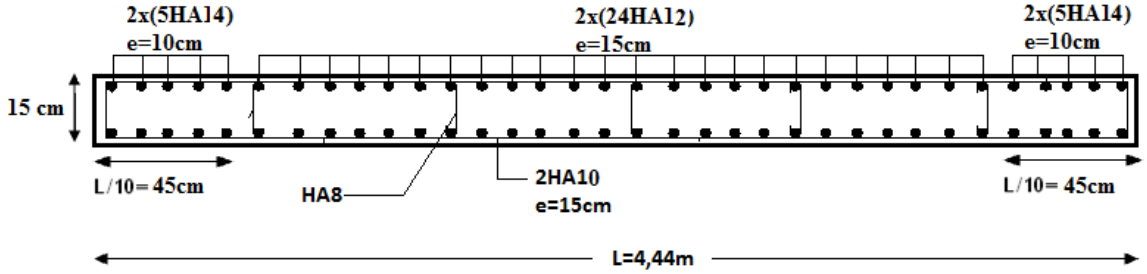


Fig. V.9: Disposition des armatures verticales dans les voiles de (3eme et4^{eme}).

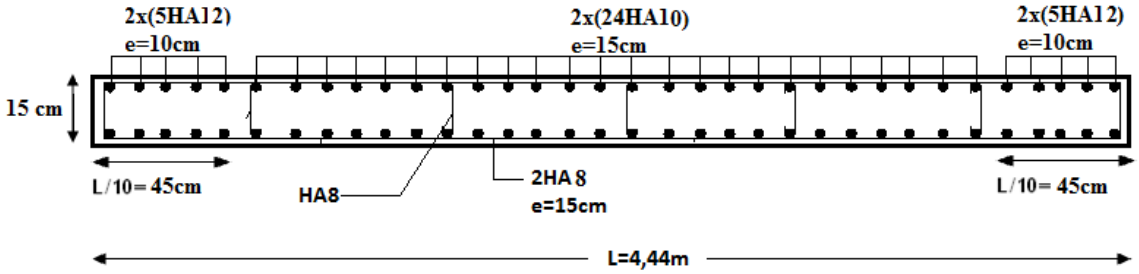


Fig. V.10: Disposition des armatures verticales dans les voiles (5eme et 6eme).

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

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.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques 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.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe F) nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}5\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton(ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenneσ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximaleσ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1bar = 0{,}10MPa \quad , \quad a = b = 55cm \quad , \quad c = 3cm$$

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	**N** (**kN**)	$\mathbf{M_x}$ ($\mathbf{kN.m}$)	$\mathbf{M_y}$ ($\mathbf{kN.m}$)	**A** (**m**)	**B** (**m**)	$\mathbf{A_{ch}}$ (**m**)	$\mathbf{B_{ch}}$ (**m**)	**D** (**cm**)	h (cm)	$\mathbf{h_{ch}}$ (**cm**)
S1	1530,05	-8,90	-23,58	3,91	3,91	4	4	69	91	95

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

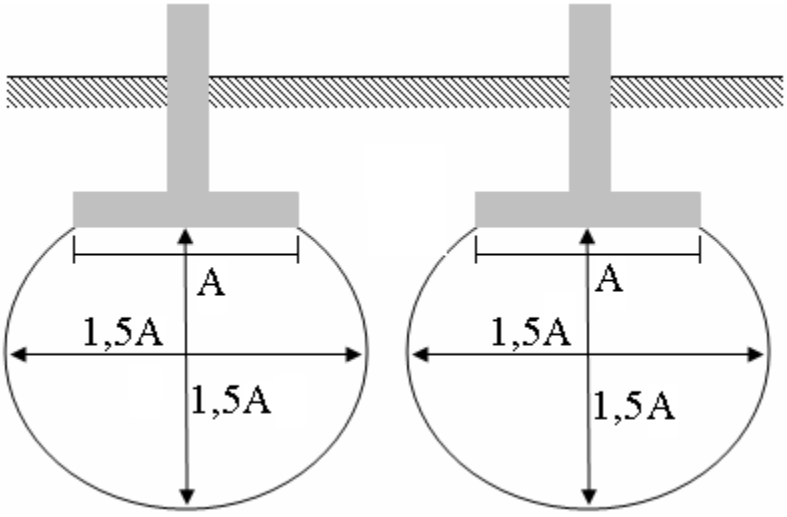


Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle.

$$l \geq \frac{1{,}5}{2}(A + A')$$

Avec A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent

L=5,55m , $\frac{1,5}{2}$(3,91+3,91) = 5,86 ≥ 5,55 CNV

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes :

-Semelle filante sous unvoile.

-Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se faitsur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

Tableau VI.2:Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
SF1	16,71	5664,82	1	3,39	3,5	78	85
SF2	17,20	4712		2,74	2,80	56	

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes croisées.

VI.4.3. Semelle filante croisées

VI.4.3.1.Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se faitsur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec : d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

Tableau VI.3: Dimensionnement des semelles filantes croisées à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
SF1	17,20	2356	1	1,37	1,85	21	40
SF2	13,20	2404		1,82	2.40	38	

VI.4.3.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.4: Vérification des contraintes sous la semelle filante croiséesà l'ELS.

Semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma_{ser} \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF1	2356	240,80	9,07	25,00	476,78	32,68	0,97	1	**CV**
SF2	2404	244,20	9,07	/	483,52	24,42	0,99		**CV**

VI.4.3.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation(superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.5: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF1	2356	26,93	1,14	1,85	46	**CV**
SF2	2404	6.40	0,20	2,40	60	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.4.3.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.6: Vérification du chevauchement entre les semelles filantescroisées.

Semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B + B'}{2}$	$L > \frac{B + B'}{2}$
SF2	**SF1-1**	4,95	2,40	1,85	2,13	**CV**
SF1	**SF2-1**	5,07	1,85	2,40	2,13	**CV**

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.3.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée

par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille.

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3).

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.{h_p}^3}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.7: Dimensionnementde la poutre de libage.

Poutre de libage	**b (cm)**	$\mathbf{L_{max}}$ **(m)**	$\mathbf{h_{p\ calculé}}$ **(cm)**	$\mathbf{h_{p\ adopté}}$ **(cm)**	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
	55	5,55	38,92	95	5,69	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : 55x95 cm².

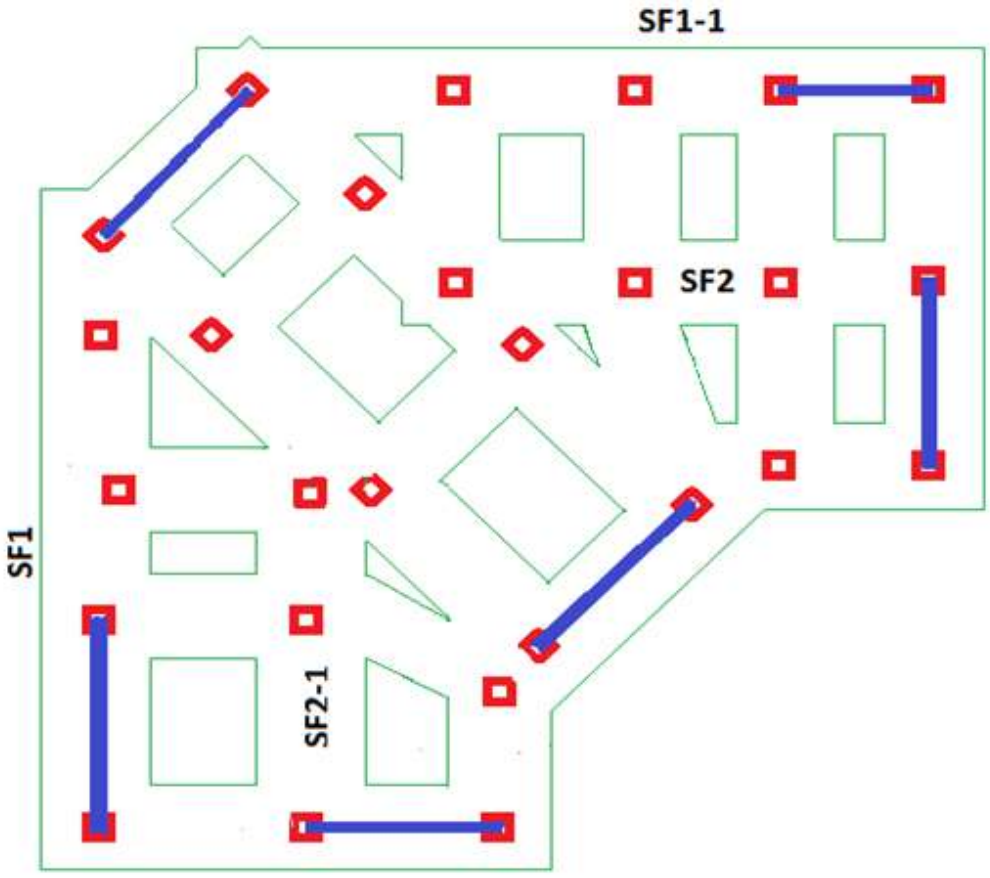


Figure VI.2 : Les dimensions final des semelles filantes

VI.5. Calcul de Ferraillage

VI.5.1. Semelles sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillagese divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.8: Vérification l'excentricité des semelles filantescroisées sous poteaux.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF2	4561	1379	30	40	Diagrammetrapèzoidal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.9:Ferraillages des armaturesprincipales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF2	3294,61	10,59	4,60	2,40	60,81	40HA14=61,6	7HA14=10,80	10

b) Armature de répartitions

-$A_{a,rép} = (9{,}05 \times 2{,}4)/4 = 6{,}48 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette chargesera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.10:Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF2	13,30	3294,61	319,20	9,07	632,01	173,73	1,53	1,22	271	198

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.11:Détermination des sollicitationsde la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-343	515	144,44	-250	375

c) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.12:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

Pouter de libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF2	Travée	515	18,21	0,00	5HA16+5ChHA16=20,10
	Appuis	-343	11,91	0,00	5HA16+5Ch HA16=20,10

d) Vérificationdes contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.13:Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF2	Travée	375	20,10	10,10	7,85	52,40	CV	CV
	Appuis	-250	10,10	20,10	5,23	34,90		

e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier :$\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{144{,}44 \times 1000}{550 \times 920} = 0{,}28\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

La contraintede cisaillement estvérifiée

f) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14:Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Eléments				**Espacement et Armatures**				
b cm	**h cm**	**T kN**	**τ MPa**	**ZN cm**	**ZC cm**	**S_t cm**	**Φ mm**	**At cm²**
55	95	144,44	0,28	10	15	40	8	6HA8= 3,02

g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm²/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 4{,}8\ \text{cm}^2, \text{donc on adopte } 4\text{HA}14 = 6{,}16\ \text{cm}^2$$

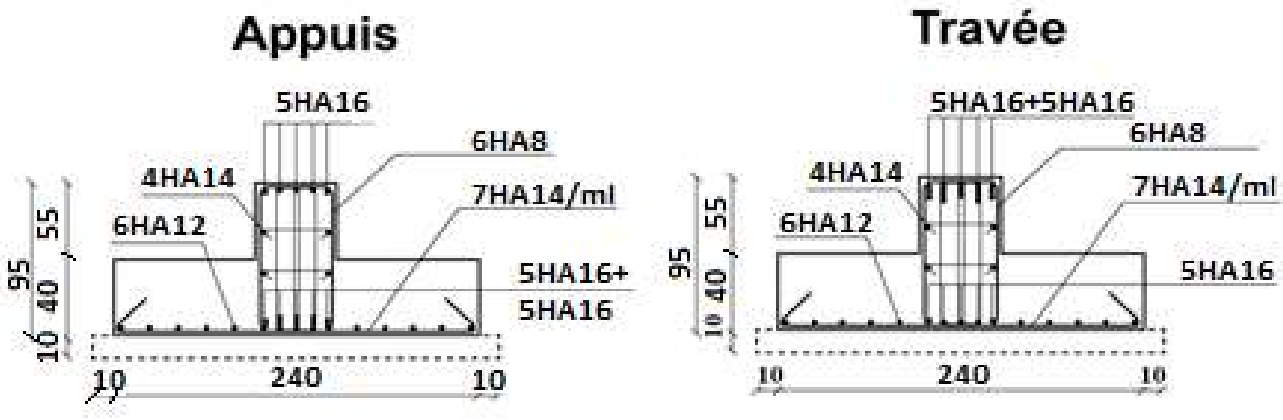


Figure VI.3 :Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux

VI.5.2. Ferraillage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 40\ cm^2$; $\alpha = 10$ (Zone III, S3)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.5.2.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	**N_u (kN)**	**F_u (kN)**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**	**$A_{min\ CBA}$(cm^2)**	**$A_{min\ RPA}$ (cm^2)**	**Vérification**
30× 40	1946,71	194,67	3,55	2HA14+4HA12= 7,60	1,2	7,2	CV

VI.5.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI.16: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	**N_{ser} (kN)**	**F_{ser} (kN)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**	**σ_s (MPa)**	**$\overline{\sigma_s}$ (MPa)**	**$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$**
30×40	1419,28	141,928	7,60	18,67	201,63	CV

VI.5.2.3. Calcul des armatures transversales

Tableau VI.17: Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	**$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$**	**ϕ_t (mm)**	**A_t (cm^2)**	**$S_{t.adoptée}$ (cm)**
14	4,66	6	2Φ6	15
12	4,00	6		

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une de forte sismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un bâtiment en RDC + 6 Etages, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir un comportement très proche de celui d'une structure régulière avec une translation pure pour les deux premiers modes, suivant les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.

- ✓ Comme prévu, la mise en place des voiles en béton armé a conduit à une diminution de la période fondamentale (0,64 secondes) par rapport à la structure. Il est à noter ici que le nombre des voiles adoptés (six voiles), permet d'avoir une structure souple, qui atteint 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique en $7^{ème}$ mode seulement.

- ✓ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x45) cm² et secondaires (30x35) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14 et HA16) et même pratique sur le plan exécutif.

- ✓ Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 5HA14 aux appuis.

- ✓ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendues dans les poteaux pour tous les étages. En plus, nous avons enregistré une section d'armature de 6,79 cm² au niveau de $6^{ème}$ étage. Ceci est dû à l'effet combiné d'un moment fléchissant très important provoqué par le séisme (100 kN.m) et le faible effort de compression provoqué par un seul étage (Terrasse), sur un poteau de la section la plus faible dans notre structure (35x35cm²).

- ✓ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- ✓ L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Ainsi, on a fait valoir, autant que possible, les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Règles parasismique algérienne RPA version 2003 document technique réglementaire.

[2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93.

[3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.2.2.

ANNEXES

ANNEX 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux 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.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$-\mu_l = 0.392$$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que I_f est défini par la relation:

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

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée.

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

Avec :

n=15;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ:Le «pourcentage» ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho = \frac{A}{b_0.\,d}$$

b_0: La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}$ et $\frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$f_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fi}}$ et $f_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}}$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

ANNEXE 2

FICHE TICHNIQUE DES POUTRELLES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحـــديد الجـــزائـــر

TPL — TREFAL REGHAIA — تريفال الرغاية

FICHE TECHNIQUE

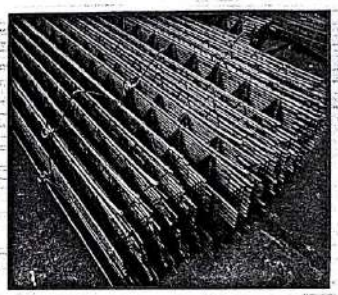
POUTRELLE METALLIQUE LEGERE, C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

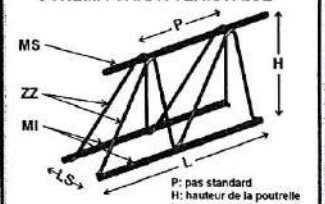


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :
± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :
± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE3

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Poutrelles $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Dalles Pleines $\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

k : Est un coefficient rédacteur$(0,75 \leq k \leq 0,85)$.-

LA METHODE DE CAQUOT

Le rapport entre les portés successifs 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 CACUOT. Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire

Avec :

- M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.
- M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & Ma = 0,2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \frac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8,5(l_w' + l_e')} \end{cases}$$

- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L' : longueurs de travée $\begin{cases} \text{Travée de rive} & L' = L \\ \text{Travée intermédiaire} & L' = 0,8\,L \end{cases}$
- L : représente la portée de la travée libre.
- T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXE 4

TREILLIS SOUDES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER

شركة الحديد الجزائر

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

TPL

FICHE TECHNIQUE

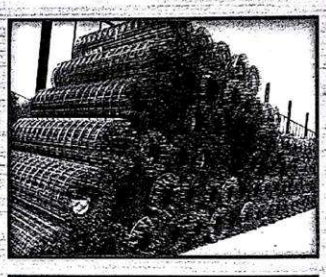
TREILLIS SOUDES, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

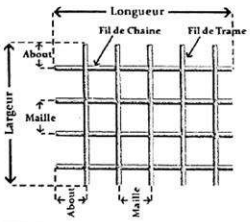
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

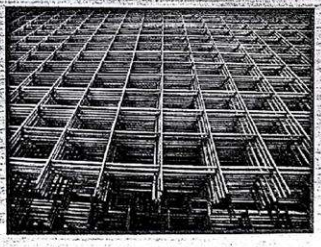
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE5

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

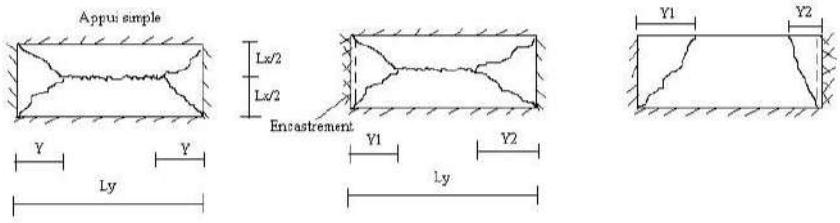
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

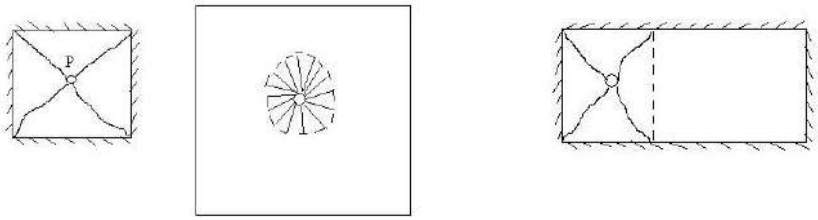
Un encastrement par une double hachure-

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

a) **Travail externes** Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) **Travail internes** Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE 6

Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

- **Le spectre de réponse de calcul**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & pour: T_2 \le T \le 3\ sec \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & pour: T > 3\ sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :
(Selon la zone, groupe d'usage).

Le Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3\text{sec} \end{cases}$$

La Période caractéristique, (Selon le site).

Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \xi = 7$

La Période fondamentale suivant les deux directions.$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Coefficient de comportement R : RPA v2003 [Art 3.4.A.4b]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales
On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum, Donc : R=4.

Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Le Poids total de la structure. $W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$

a) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »)

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

ANNEXE 7

a) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\,T\,V_t \leq 0{,}25V_t & Si: T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & Si: T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}507\ sec$, $T_y = 0{,}553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}.$$

ANNEXE 8

*C*ONCLUSION GEOTECHNIQUE DE RAPPORT DU SOL

A- Nature de la couche de fondation :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argilo sablo-limoneuse renfermant des inclusions graveleuses et des blocs de roches isolés à argilo marneuse schistifiée feuilletée dans certains endroits du terrain**.** Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, de moyenne cohésion, moyennement compressible et peu gonflant.

- CALCUL DE PORTANCE **:**

L'estimation de la contrainte à partir des données de laboratoire :

C = 0,50 bar

φ = 20°

d = 1,72 t/m3

Pour une fondation ancrée à 2 m et ayant une largeur de 1,50/1,70 m.

La relation de Terzaghi : σ_{lim}= [C Nc + Nq Γd+0,5Bγ. Nγ]

Pour = 23°

Nγ= 7,73

Nq = 8,66

Nc = 18,1

φ *adm* = 3,07 bars

B- Fondation des ouvrages :

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, le taux de travail admissible ainsi que retenus et la profondeur d'ancrage pour le projet.

Désignation	Rp. minimale	Taux de travail admissible	Taux de travail retenu	Profondeur d'ancrage
01	60 bars	1,00 bars	2,00 bars	2,00 m / terrain naturel

- **Stabilité du site**

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain. Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte dans les sondages ainsi que les stations pénétrométriques. Le terrain peu contenir des eaux de ruissellement pendant les saisons hivernales

Le site est classé S3 (terrain meuble).

Remarque : le terrain présente des passages rocheux sous forme de blocs isolés.