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 implanté dans une zone de forte sismicité en Entre-Sol + RDC + 6 Etages

---

Présenté par

TOURE Mamadou

OUSSEINI DAOUDA Abdoul-Nasser

Dirigé par

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2022

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 et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie, et qui vont continuer 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 profond remerciement à notre promoteur, Mr. SAFIDDINE Salim, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordés. Nous tenons à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos 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.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة هيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من طابق تحت أرضي +طابق أرضي + 6 طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية الجزائر االمصنفة 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«ROBOTBAT - 2018».

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 Entre-Sol + 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 « ROBOTBAT - 2018 »

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 (Under ground floor + 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 «ROBOTBAT - 2018»

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

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

Table des matières

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction générale 1

I.1. Introduction 2

I.2. Destination et situation 2

I.3. Caractéristiques géométriques 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 4

I.4.6. Ascenseur 4

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux 4

I.5.1. Béton 4

I.5.2. Ciment 4

I.5.3. Granulats 5

I.5.4. Béton armé 5

I.5.4.1. Résistance du béton 5

I.5.4.1.a. Résistance caractéristique à la compression 5

I.5.4.1.b. Résistance caractéristique à la traction 5

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 5
I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 6
I.5.5. Acier 6
I.6. Principe de calcul du CBA 93 6

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 7
II.2. Les plancher 7
II.2.a- Plancher à corps creux 7
II.2.b- Dalle pleine 7
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation 8
II.3.1. Plancher corps creux 8
II.3.1.a. Plancher terrasse 8
II.3.1.b. Plancher courant 8
II.3.2. Dalle pleine 9
II.3.2.a. Terrasse 9
II.3.2.b. Etage courant 9
II.3.3. Maçonnerie 10
II.3.3a Murs intérieurs (simple cloison) 10
II.3.3.b Murs extérieurs (double-cloison) 10
II.3.3c Surcharges d'exploitation 10
II.4. Les poutres 10
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.5. Les poteaux 12
II.5.1. Etapes de prédimensionnement 12
II.5.2. Détermination des charges et surcharges 13
II .5.2.1. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 13
II .5.2.2. Détermination des charges d'exploitation 14
II .5.2.3. Calcul de la capacité portante ***N*** 15
II .5.2.4. Vérification de la capacité portante 15
II .5.2.5. Vérification vis-à-vis du RPA 99 16
II.6. LES VOILES 16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 17
III.2. Plancher à corps creux 18
III.2.1. Les poutrelles 18
III.2.1.1. Avant coulage 18
III.2.1.2. Après coulage 18
III.2.1.2.a. Plancher terrasse 19
III.2.1.2.b. Plancher étage courant 21
III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales 23
III.2.1.2.2 Calcul des Armatures transversale 24
III.2.1.2.3 Vérification de la flèche 26

III.2.2. Dalle de compression 27
III.3. Dalle pleine 28
III.3.1. Méthode du calcul 28
III.3.1.1. Définition 28
III.3.1.2 Principe de calcul 29
III.3.1.2.a. Travail externe 29
III.3.1.2.b. Travail interne 29
III.3.2. Dalle encastré à quatre coté 29
III.3.2.1. Déterminations des sollicitations 29
III.3.2.2. Calcul de ferraillage 30
III.3.2.2.1. Armature longitudinales 30
III.3.2.2.2. Vérification à l'ELS 30
III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU 30
III.3.3.4. Vérification de la flèche 31
III.4. Escaliers 31
III.4.1.Prédimensionnement 32
III.4.2.Evaluation des charges et surcharges 32
III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU 34
III.4.4.Vérification à l'ELS 35
III.4.5.Vérification de la flèche 35
III.4.6.Calcul de la poutre palière 36

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 39
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 39
IV.2.1. Centre de masse 39
IV.2.2. Centre de rigidité 39
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 40
IV.2.3.1. Les poteaux 40
IV.2.3.2. Les voiles 40
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 42
IV.3. Modélisation de la structure 42
IV.3.1. Introduction 42
IV.3.2. Analyse de notre structure 43
IV.3.2.1. Structure auto-stable 43
IV.3.2.2. Dispositions des voiles 44
IV.3.2.2.2. Détermination centre de masse et centre de torsion 44
IV.3.2.2.3. Excentricité 45
IV.4. Choix de la méthode de calcul 46
IV.4.1. Introduction 46
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 46
IV.4.2.1. Principe de la méthode 46
IV.4.2.2. Modélisation 46
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 46
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 ») 46

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η » 47
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement « R » 47
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité « Q » 47
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique 48
IV.5.1. Analyse modale 48
IV.5.1.1. Comportement modal 48
IV.5.1.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4) 48
IV.5.1.3. Analyse statique et dynamique 49
IV.5.1.3.1. Stabilité de la structure 49
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 Art4.3.6) 49
b) Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1) 51
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 53
d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 ») 55
IV.5.1.3.2. Résistance des éléments 55
a) Vérification de cisaillement des éléments 55
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 57

Chapitre V: Ferraillage des éléments Structuraux

V.1. Introduction 59
V.2. Ferraillage des poutres 59
V.2.1. Recommandation des règlements 59
V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres 59
V.2.2.1. Poutres porteuses 59
V.2.2.2. Poutre non porteuse 60

V.2.2.3. Poutre secondaires porteuse 60
V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS 60
V.2.3.1. Poutres porteuses 61
V.2.3.2. Poutres non porteuse 61
V.2.3.3. Poutres secondaires porteuses 62
V.2.4. Vérification de la flèche 62
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 62
V.2.6. Ferraillage transversal des poutres 62
V.3. Ferraillage des poteaux 64
V.3.1. Armatures longitudinales 64
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 64
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 64
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 66
V.3.2. Armatures transversales 66
V.4. Ferraillage des voiles 68
V.4.1. Ferraillage des trumeaux (voile plein) 68
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 68
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 69
V.4.1.1. Armatures horizontales 70
V.4.1.2. Armatures transversales 70
V.4.2. Ferraillage des linteaux 70
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 70
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 71

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction 74

VI.2. Types de fondations 74

VI.3.1. Caractéristiques du sol 74

VI.3.2. Choix du type de fondations 75

VI.4. Méthode de calcul 75

VI.4.1. Semelle isolée sous poteaux 75

VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les semelles 76

VI.4.2. Semelle filante (continue) 77

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 77

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 78

VI.4.2.3. Vérification des semelles filantes croisées 78

VI.4.3. Etude du Radier général 80

VI.4.3.1. Pré dimensionnement de radier 80

VI.4.3.2. Dimensionnement de nervure 81

VI.4.3.3. Ferraillage du radier 86

a) Détermination des efforts 87

b) Calcul du ferraillage 87

c) Vérifications nécessaires 87

VI.4.3.4 Ferraillage des nervures 87

a) Calcul des armatures 87

b) Vérifications nécessaires 88

VI.4.3.5 Ferraillage des débords 88

Conclusion générale 89

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : les dimensions en plan 2

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux 7

Figure II .2 : Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux 9

Figure II .3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite) 10

Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre 11

Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité 13

Figure II.6 : Coupe de voile en élévation 16

Chapitre III : calcul des éléments secondaire

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent 17

Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère 17

Figure III.3 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées 19

Figure III.4 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 2 travée 19

Figure III.5 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 1 travée 20

Figure III.6 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 1 travée 20

Figure III.7 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travée 21

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 2 travée 21

Figure III.9 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 1 travée 22
Figure III.10 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 1 travée 22
Figure III.11 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles 23
Fig.III.12-1 : Ferraillage des poutrelles pour la terrasse 26
Fig.III.12-2 : Ferraillage des poutrelles pour l'étage courant 27
Figure III.13 : Disposition des armatures de la dalle de compression 27
Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine 29
Figure III.15 : Dimensions de l'escalier 31
Figure III.16 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier 34
Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes isostatique a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S 34
Figure III.18 : Schéma équivalent de la poutre palière 36
Figure III.19 : Tracés de a) M(x) et T(x) à l'ELU et M(x) l'ELS de la poutre palière 37

Chapitre IV: Etude dynamique

Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux 40
Figure. IV.2. Disposition finale des voiles 44
Figure. IV.3. Les forces agissent sur la stabilité au renversement 52

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres 63
Figure V.2: Disposition de ferraillage pour les Poteaux 68
Figure V.3: Disposition de ferraillage pour les voiles… 73

Chapitre VI: Etude de l’infrastructure

Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle 77

Figure VI.2:Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux 82

Figure VI.3: Schéma statique du bâtiment 83

Figure VI.4: Contraintes sous le radier 85

Figure VI.5: Schéma de panneau le plus sollicité 86

Figure VI.6: Diagramme de moment fléchissant 88

Liste des Tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau II .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 (Dalle pleine) 9

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine) 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 : Prédimensionnement des poteaux 12

Tableau II .8 : Détermination des charges permanentes..... 13

Tableau II.10. Capacité portante N pour chaque section de poteau. 15

Tableau. II.11 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal..... 15

Tableau. II.12 : Vérification du coffrage des poteaux..... 16

Tableau II.13 : Les dimensions des éléments structuraux..... 17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté 17

Tableau.III.2 : Calcul des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELU..... 19

Tableau.III.3 : Calcul des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS 19
Tableau.III.4 : Calcul des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELU 20
Tableau.III.5 : Calcul des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELS 20
Tableau.III.6 : Calcul des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS 21
Tableau.III.7 : Calcul des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU..... 21
Tableau.III.8 : Calcul des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELS 22
Tableau.III.9 : Calcul des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELU 22
Tableau III.10 : Les moments maximums aux appuis et en travées 23
Tableau III.11 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée 24
Tableau III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS 24
Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 25
Tableau III.14 : Vérification de la flèche pour la terrasse..... 26
Tableau III.15 : Vérification de la flèche pour l'étage courant..... 26
Tableau III.16 : Combinaisons des charges de la dalle pleine 30
Tableau III.17 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine 30
Tableau III.18 : Vérification contrainte à ELS..... 30
Tableau III.19 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS 31
Tableau III.20 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine 31
Tableau III.21: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 32
Tableau III.22: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 33
Tableau III.23: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier 33
Tableau III.24: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier 33
Tableau III.25 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 34
Tableau III.26 : Vérification de la contrainte tangentielle 35

Tableau III.27 : Vérification à l'E.L.S 35
Tableau III.28 : Vérification de la flèche de l'escalier 35
Tableau III.29 : Prédimensionnement de la poutre palière 36
Tableau III.30 : Ferraillage de la poutre palière 37
Tableau III.31 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière 37
Tableau III.32 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière 38
Tableau III.33 : Vérification des contraintes tangentielles 38

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1: calcul de center de masse et le center de rigidité 43
Tableau IV.2: Le comportement des trois premiers modes auto-stable 43
Tableau IV.3: Centre de masse et centre de torsion. 44
Tableau IV.4: Excentricité suivant les deux directions 45
Tableau IV.5: Surface revenant aux voiles 47
Tableau IV.6: détermination du facteur de qualité Q de la structure 47
Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes 48
Tableau IV.8: Participation des masses modale 49
Tableau IV.9: Les valeurs de la force sismique 50
Tableau IV.10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 51
Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 52
Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement 53
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 54
Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 54
Tableau IV.15: Vérification de l'effet P-Δ. 55

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des poutres 56
Tableau IV.17: Vérification de cisaillement des Poteau. 56
Tableau IV.18: Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 57
Tableau IV.19: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 57
Tableau IV.20: Vérification de l'effort normal réduit suivant x 58
Tableau IV.21: Dimensions finales des éléments 58

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse 60
Tableau V.2: La section choisie d'armatures des poutres porteuse 60
Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse 60
Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres 60
Tableau V.5: section calculée d'armatures des poutres porteuses 60
Tableau V.6: La section choisie d'armatures des poutres 60
Tableau V.7 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS 61
Tableau V.8 : La section calculée d'armatures des poutres porteuses 61
Tableau V.9 : La section choisie d'armatures des poutres porteuses 61
Tableau V.10 Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS 61
Tableau V.11: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS 61
Tableau V.12: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS 62
Tableau V.13: Vérification de section d'armatures 62
Tableau V.14: La section d'armatures transversales 63
Tableau V.15: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA 65
Tableau V.16: Vérification des contraintes à l'ELS 66

Tableau V.17: La section d'armatures transversales des poteaux 68
Tableau V.18: La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages.....69
Tableau V.19: Vérification des contraintes des voiles pour les étages 70
Tableau V.20: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages.....70
Tableau V.21: Choix de la méthode de calcul 72
Tableau V.22: Calcule des armatures.....72

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS..... 76
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Niveau 1)..... 78
Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Niveau 2)..... 78
Tableau VI.4 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes (Niveau 1) 78
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes (Niveau 2) 78
Tableau VI.6 : Vérification les semelles filantes croisées 79
Tableau VI.7 : Contraintes sous le radier à l'ELS..... 85
Tableau VI.8 : Contraintes sous le radier à l'ELU 85
Tableau VI.9 : Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux..... 87
Tableau VI.10 : Ferraillage des panneaux du radier..... 87
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes 87
Tableau VI.12 : Ferraillage des nervures 87
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS. 88
Tableau VI.14 : Espacement des armatures transversales..... 88
Tableau VI.15 : Choix des armatures transversales..... 88
Tableau VI.16 : Ferraillage des débords 88

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.

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.

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.

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 le système de contreventement de cette dernière. 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 « ROBOT 2018 » pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux de part, et d'autre part, on a utilisé le logiciel nommé ROBOT EXPERT pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquate.

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

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

Notre projet 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 (en L), comportant : Un sous-sol + un rez-de-chaussée (RDC) + Six (06) étages. Il sera implanté dans la wilaya d'Alger, classée comme zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 version 2003 (RPA2003) [1]. Le site est considéré comme un site meuble (S3) avec une contrainte admissible de sol : **σ = 0,8 bars**.

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière en « L », dont les dimensions sont données par la Figure I.1 :

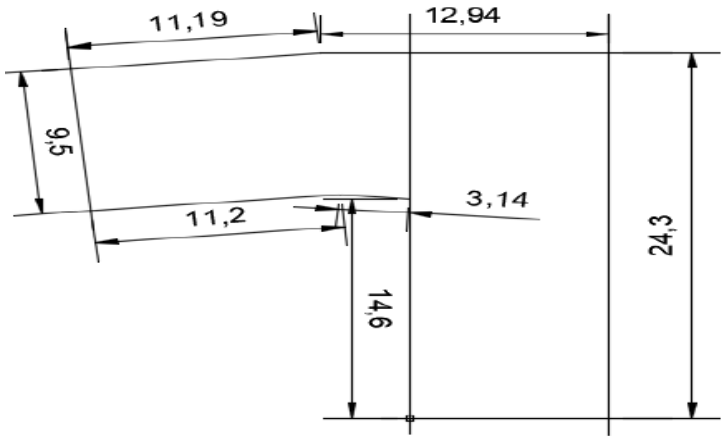


Figure I .1 : Les dimensions en plan

I.3.2. Dimensions en élévation

L'ouvrage étudié est régulier en élévation c.-à-d. : sans décrochement. Ses dimensions en élévation sont les suivantes :

- Hauteur du sous-sol : **3,40**
- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,23 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **26,01 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, 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. 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 droit avec palier intermédiaire.

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 : 1500x1800x2135 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 = 16 cm et H = 32 cm) 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] :

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

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 :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (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]

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

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

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

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 :

- ***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.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant 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.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

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 plancher

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 = 4,7 m d'où alors $18{,}8 \text{ cm} \leq h_t \leq 23{,}50 \text{ cm}$

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que : $h_t = d + e$

d= 16 cm (hauteur de corps creux).

e= 4 cm (hauteur de la dalle de compression). Donc : $h_t = (16 + 4)$ cm.

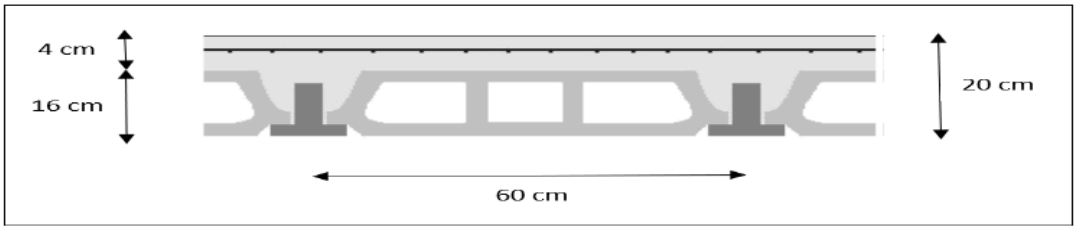


Figure 0.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.b- Dalle pleine

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

***i)* Critère de résistance**

- Dalle reposant sur 3 appuis : $(Lx/40) \leq ep. \leq (L\ x\ /45)$ [2]

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

***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.

Dans notre cas, on a : L = 4,70 m d'où alors $10{,}44 \text{ cm} \leq h_t \leq 11{,}75 \text{ cm}$

Pour remplir toutes les conditions, et notamment : la condition d'isolation acoustique, on adoptera : ep =15cm

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

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 surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			**6.76**

b) Plancher courant

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
Charge permanente G			**5.62**

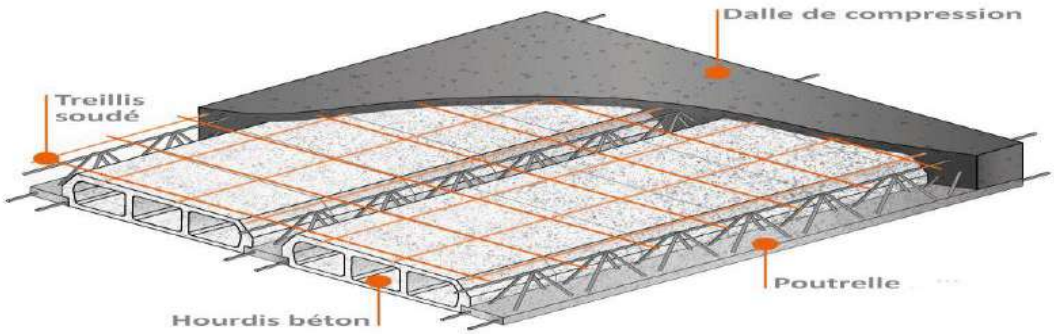


Figure II .2 : Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			**7.71**

b) Etage courant

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Dalle pleine	0.15	3.75
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
Charge permanente G			**6.57**

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
Charge permanente G				**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double 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	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				**2.52**

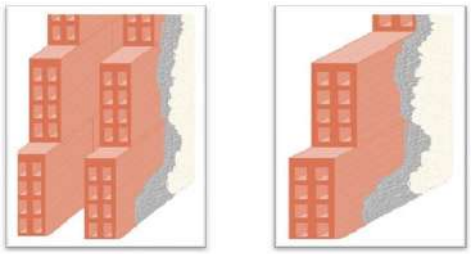


Figure II .3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible Q = 1.0 kN/m^2. [3]

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5 kN/m^2 [3]

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 prédimensionnées 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 :

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

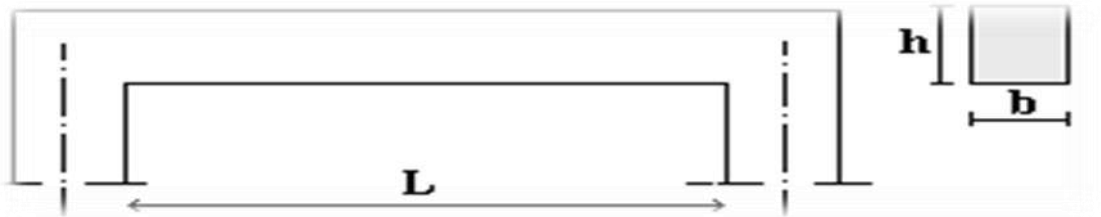


Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre.

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

$b \geq 20cm$; $h \geq 30cm$ [1]

$h/b \leq 4.0$; $b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq$ max ($b1/2$. $h_1/2$)

II.4.3. Poutres principales

On a L_{max}= 4.70 m

Alors : $31.33 \leq h \leq 47.00$ On prend h = 35 cm

Et $10.50 \leq b \leq 24.50$ 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 = 35 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.16 ≤ 4.0 (C.V)

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

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** L_{max} = 4.40 m

Alors : 29.33 cm ≤ h ≤ 44.00 cm On prend : h = 30 cm

Et 9.00 ≤ b ≤ 21.00 On prend : b = 30 cm

- **Vérification selon le RPA99**

b = 25 > 20 cm (C.V)

h = 30 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.20 ≤ 4 (C.V)

Conclusion

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

II.5. Les poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but. L'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation : donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

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.
- Vérification selon RPA99 version 2003

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}.\ (\text{Zone III}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases} \quad [1]$$

Selon l'Article B.8.11 du CBA93 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.

On doit vérifier :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r.f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right) \qquad [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul A=B /1000

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 :

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

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

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

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

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

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

Tableau 0.7 : Prédimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	$6^{éme}$;$5^{éme}$	$4^{éme}$;$3^{éme}$	$2^{éme}$;1^{er}	RDC	Entre-sol
Dimension (b*h)	30×30	35×35	40×40	45×45	45x45

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

Le potau plus sollicité c'est le potau (**4-F**)

- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (1,900+1,900) x (2,575+2,300) $\Rightarrow$ **S_p=18,525 m²**

- Surface totale :

S_t=4,100 x 5,175 $\Rightarrow$ **St=21,217m²**

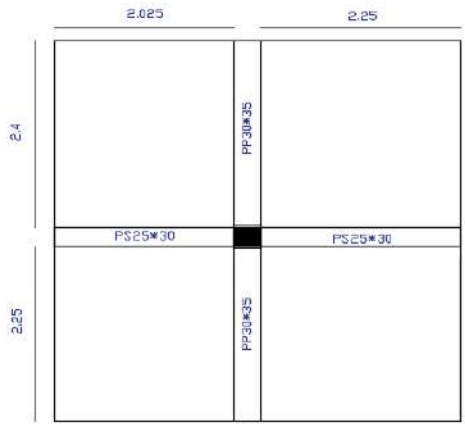


Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité

Pour simplifier le calcul on prendre la surface du dalle plein et paillasse d'escaliers comme un dalle plein de (ep=20cm) pour augment la charge permanent (G=7,82 KN/m²) vis-à-vis la sécurité

II .5.2.1. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- G planché= la charge permanent x S planché.
- G poutres (principale, secondaire)=b x h x Lx poids volumique du béton armé.
- G poteau = b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II .8 : Détermination des charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
$6^{éme}$	3,23	30x30	7,3	12,21	8,02	132,35	159,88	159,88
$5^{éme}$	3,23	30x30	7,3	12,21	8,02	123,06	150,59	310,47
$4^{éme}$	3,23	35x35	9,9	12,21	8,02	123,06	153,19	463,66
$3^{éme}$	3,23	35x35	9,9	12,21	8,02	123,06	153,19	616,85
$2^{éme}$	3,23	40x40	12,9	12,21	8,02	123,06	156,19	773,04
1^{er}	3,23	40x40	12,9	12,21	8,02	123,06	156,19	929,23
RDC	3,23	45x45	16,35	12,21	8,02	123,06	159,64	1088,87
Entre-sol	3,91	45x45	17,21	12,21	8,02	123,06	160,05	1248,92

II .5.2.2. Détermination des charges d'exploitation

Pour déterminer les charge d'exploitation on utilise la loi dégression (DTR.B.C.2.2 charge permanent et exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ Avec (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n≥5) [3]

- Pour le $6^{éme}$ étage: Q_0
- Pour le $5^{éme}$ étage : Q_0+ Q_1
- Pour le $4^{éme}$ étage : Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)
- Pour le $3^{éme}$ étage :Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)
- Pour le $2^{éme}$ étage : Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)
- Pour le $1^{éme}$ étage : Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)
- Pour le RDC étage : Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)

Avec **Q** niv =**Q** x St

Pour la terrasse **Q** niv = 1 x 22,42

Pour l'étage courent **Q** niv = 1,5 x 22,42

Tableau II .9 : Détermination des charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		Coefficient de dégression	$Q_{cumulé}$(kN)
$6^{éme}$	Q_0	22,42	/	22,42
$5^{éme}$	Q_1	35,34	1,00	57,76
$4^{éme}$	Q_2	35,34	0,95	89,57
$3^{éme}$	Q_3	35,34	0,90	117,38
$2^{éme}$	Q_4	35,34	0,85	142,58
1^{er}	Q_5	35,34	0,80	163,78
RDC	Q_6	35,34	0,75	207,95
Entre-sol	Q_7	52,06	0,71	236,22

II .5.2.3. Calcul de la capacité portante ($\bar{N}$)

On représente les valeurs de Capacité portante $\bar{N}$ sur le Tableau II.10 suivant :

Tableau II.10. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

NIV	B(mm²)	A(mm²)	I(mm²)	i(mm²)	Lf(mm)	λ	α	Br(mm²)	$\bar{N}$ (kN)
6éme	90000	90,0	6,75E+08	86,60	2261	26,11	0,76	78400	1134,44
5ème	90000	90,0	6,75E+08	86,60	2261	26,11	0,76	78400	1134,44
4ème	122500	122,5	1,25E+09	101,04	2261	22,38	0,79	108900	1618,09
3ème	122500	122,5	1,25E+09	101,04	2261	22,38	0,79	108900	1618,09
2ème	160000	160,0	2,13E+09	115,47	2261	19,58	0,80	144400	2183,58
1er	160000	160,0	2,13E+09	115,47	2261	19,58	0,80	144400	2183,58
RDC	202500	202,5	3,42E+09	129,90	2261	18,32	0,81	184900	2830,34
Entre-sol	202500	202,5	3,42E+09	129,90	2261	18,32	0,81	184900	2830,34

II .5.2.4. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.11 :

- N_{ultime} = 1,35G +1,5Q
- N_U = 1,1N_{ultime}

Tableau. II.11 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.

NIV	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	1,1N_{ultime}	$\overline{N}$ (kN)	$1{,}1N_u \leq \overline{N_U}$ (kN)
6éme	159,88	22,42	249,47	274,42	1134,44	CV
5ème	310,47	57,76	505,78	556,36	1134,44	CV
4ème	463,66	89,57	760,30	836,33	1618,09	CV
3ème	616,85	117.38	1008,82	1109,70	1618,09	CV
2ème	773,04	142,58	1257,47	1383,22	2183,58	CV
1er	929,23	163,78	1500,13	1650,14	2183,58	CV
RDC	1088,87	207,95	1781,89	1960,08	2830,34	CV
Entre-sol	1248,92	236,22	2040,37	2244,40	2830,34	CV

II .5.2.5. 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]
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

Tableau. II.12 : Vérification du coffrage des poteaux

Niveau	$b_1 \times h_1$	$\frac{h_e}{20}$	Min (b1, h1)≥30 cm	Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4}<\frac{b1}{h1}<4$
$6^{éme}$; $5^{éme}$	30×30	16,15	CV		
$4^{éme}$; $3^{éme}$	35×35	16,15			
$2^{éme}$; 1^{er}	40×40	16,15			
RDC	45×45	16,15			
Entre-sol	45x45	17			

II.6. LES VOILES

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. Avec la longueur minimale L ≥ 4a. Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

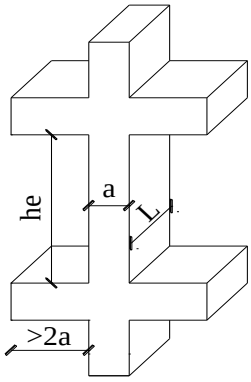


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.

he = Hauteur totale de l'étage – Hauteur la plus petite des poutres reposantes sur les voiles

En revanche, on doit vérifier la condition suivante : **a ≥** MAX (he / 22 ; 15 cm).

Pour notre structure, on a : he =3,40-0,30= 3.1 m (pour tous les niveaux).

On trouve : (he/22) = 14,09 cm alors ; **a** ≥ max (14,09cm ; 15cm)= 15 cm.

Donc, on adopte l'épaisseur : a = 15 cm, mais les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

Pour récapituler, toutes les dimensions des éléments structuraux sont résumées sur le Tableau II.13.

Tableau II.13 : Les dimensions des éléments structuraux

Etage	Entre-sol	RDC	1	2	3	4	5	6
Poteaux	45x45 cm²	45x45 cm²	40x40 cm²		35x35 cm²		30x30 cm²	
Poutres principales	30 x 35 cm²							
Poutres secondaires	30 x 30 cm²							
Voiles	Epaisseur 15 cm							
Plancher	Corps creux 16+4 cm							
	Dalle pleine 15 cm							

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 d'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 ROBOT EXPERT, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

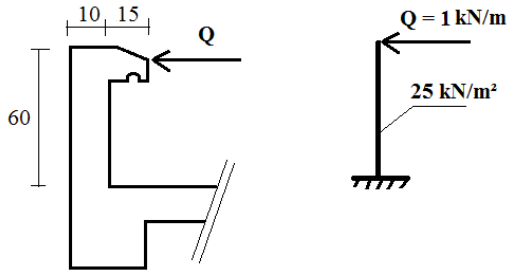


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

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)	2.36	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	4 HA 8 = 2.01 cm²	30 *cm*	40 *cm*

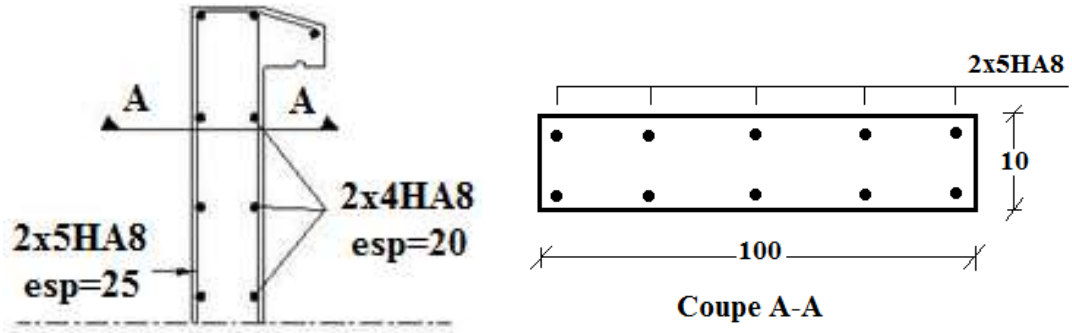


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

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 60cm 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 (G et 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 (0,60/2)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 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 A), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. 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 quatre 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

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe B), Si les 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 (annexe C).

a) Plancher terrasse

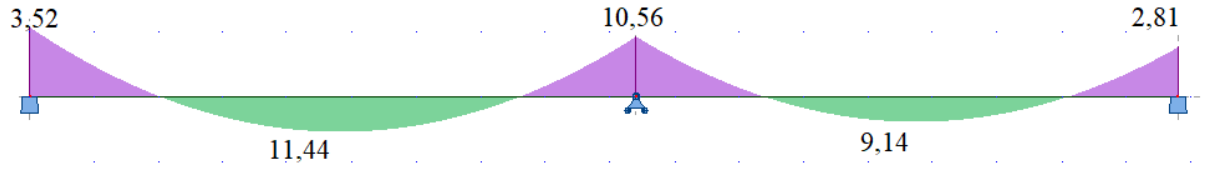
➢ **Poutrelle à 2 travées**

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

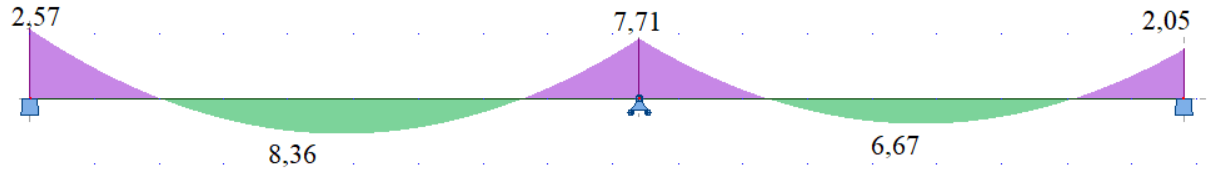
Travées	qu (kN)	L(m)	α	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
I	6,38	4,70	0,13	17,60	-3,52	-10,56	11,44	13,48	-16,48
II	6,38	4,20	0,13	14,06	-10,56	-2,81	9,14	14,73	-12,05

Tableau.III.3 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	qser (kN)	L(m)	α	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t
I	4,66	4,70	0,13	12,86	-2,57	-7,71	8,36
II	4,66	4,2	0,13	10,27	-7,71	-2,05	6,67



a)



b)

Figure III.3 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées a) l'ELU et b) l'ELS

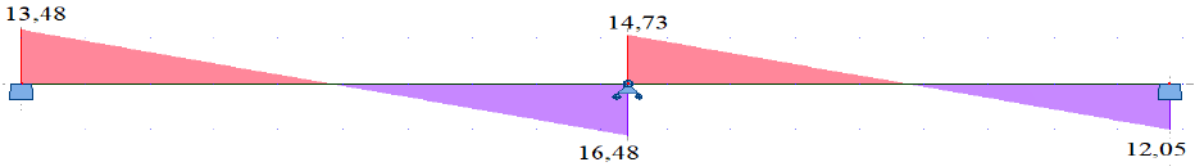


Figure III.4 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 2 travées

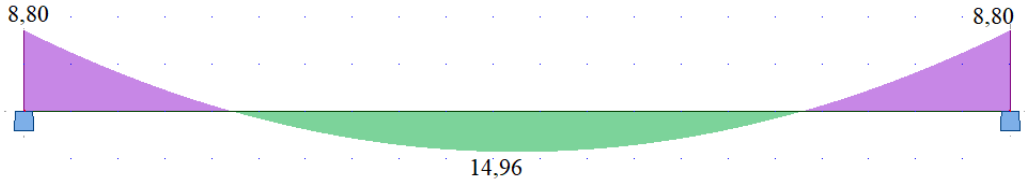
- **Poutrelle à 1 travée**

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELU

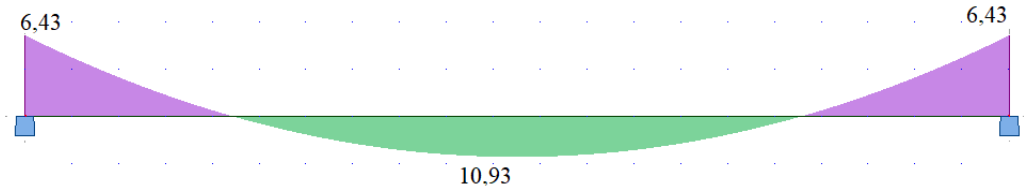
Travée	qu (kN)	L(m)	M_0 (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t	T
I	6,38	4,20	17,60	**-8,80**	14,96	13,40

Tableau.III.5 : Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELS

Travée	qser (KN)	L(m)	M_0 (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t
I	4,66	4,20	12,86	**-6,43**	10,93



a)



b)

Figure III.5 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 1 travée a) l'ELU et b) l'ELS

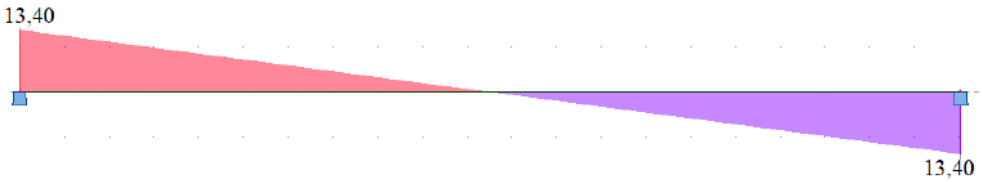


Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 1 travée

b) Plancher étage courant

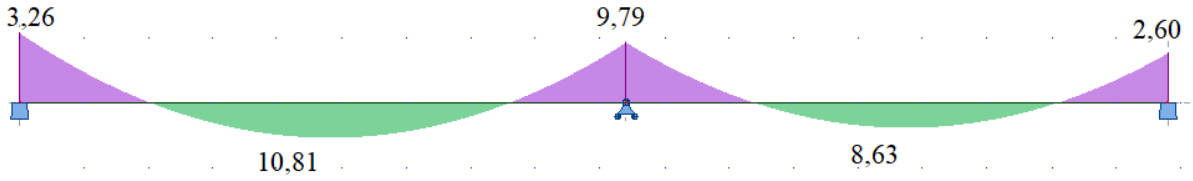
- **Poutrelle à 2 travées**

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU

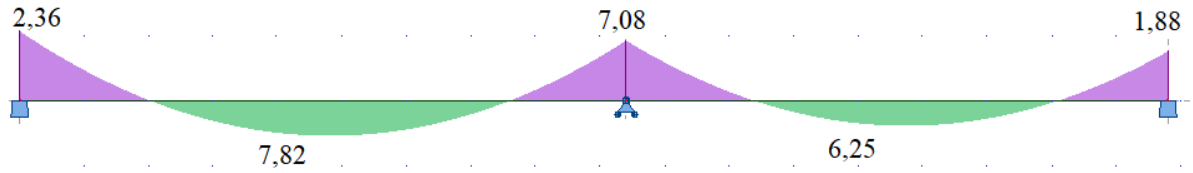
Travées	qu (kN)	L(m)	α	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t	T_w	T_e
I	5,90	4,70	0,21	16,30	-3,26	-9,79	10,81	12,48	-15,26
II	5,90	4,20	0,21	13,01	-9,79	-2,60	8,63	13,63	-11,16

Tableau.III.7 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	qser (kN)	L(m)	α	M_0 (kN.m)	Mw (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t
I	4,27	4,70	0,21	11,80	-2,36	-7,08	7,82
II	4,27	4,2	0,21	9,42	-7,08	-1,88	6,25



a)



b)

Figure III.7 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travées a) l'ELU et b) l'ELS

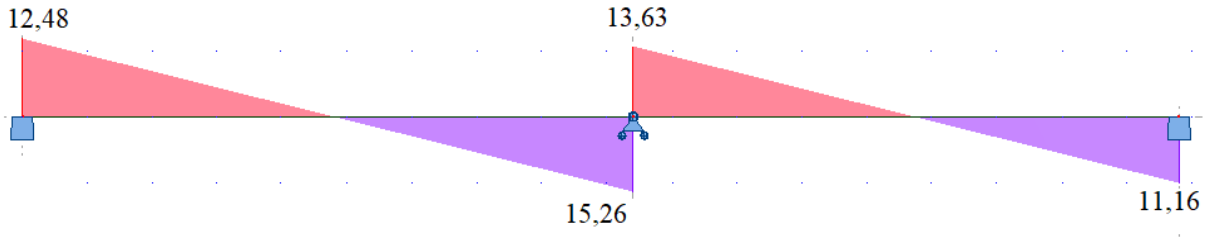


Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 2travées

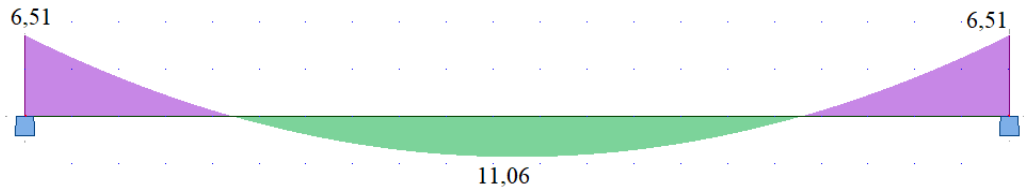
- **Poutrelle à 1 travée**

Tableau.III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELU

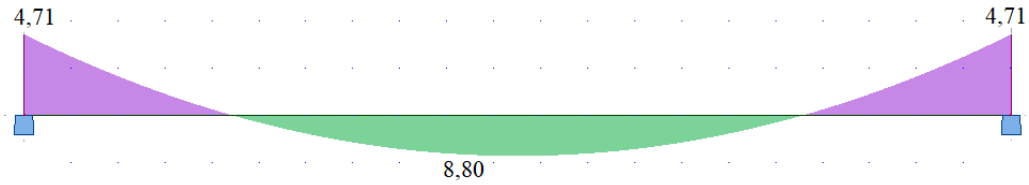
Travée	qu (KN)	L(m)	M_0 (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t	T
I	5,90	4,20	13,01	**-6,51**	11,06	12,39

Tableau.III.9 : Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELS

Travée	qser (KN)	L(m)	M_0 (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t
I	4,27	4,20	9,42	**-4,71**	8,80



a)



b)

Figure III.9 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 1 travée a) l'ELU et b) l'ELS

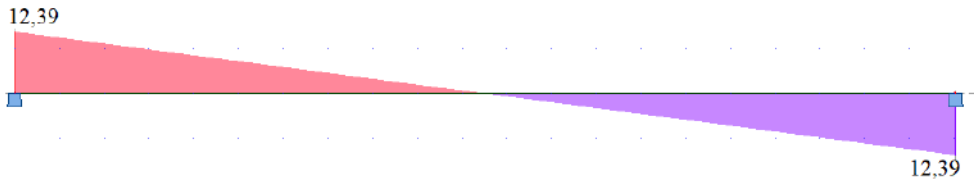


Figure III.10 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 1 travée

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le Tableau III.10.

Tableau III.10 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant max
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	
Terrasse	10,56	7,71	14,96	10,93	16,48
Etage courant	9,71	7,82	11,06	8,80	15,26
Référence	Poutrelle à 2 travées		Poutrelle à 1 travée		Poutrelle à 2 travées

Donc La poutrelle plus défavorable c'est la poutrelle de plancher de la terrasse car les moments max se trouve au dernier plancher

III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul ROBOT EXPERT 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 représentées sur la figure III.11.
- la figure III.12 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

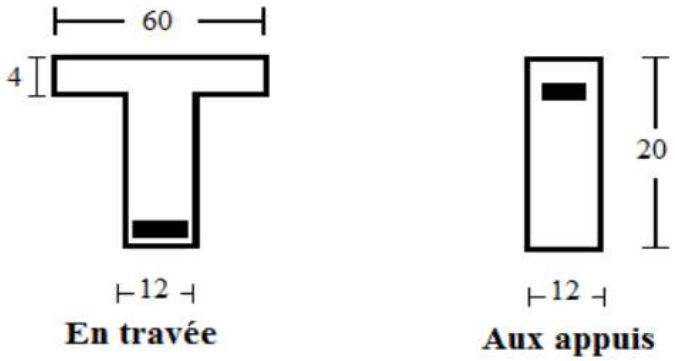


Figure III.11 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.11 : 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	Terrasse	10,56	1,88	1HA12+1HA10=1.92 cm^2
En travée	Terrasse	14,96	2,46	1HA12+2HA10=2.70 cm^2
Aux appuis	Etage courant	9,71	1,58	1HA12+1HA10=1.92 cm^2
En travée	Etage courant	11,06	1,81	2HA10+1HA8=2,07 cm^2

- **Vérification à ELS**

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.11)

Tableau III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	10.93	7,71	5,12	4,14	15	CV
Etage courant	8,80	7,82	4,12	4,20	15	CV

III.2.1.2.2 Calcul des Armatures transversale :

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

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t**

On a: $\phi_t \leq$ Min= [h /35 ; b0/10 ; ϕ_l] = [5,71 ; 12 ; 12] mm

ϕ_t = 8 mm.

$a_t=\frac{\pi \emptyset_t^2}{4} = 50{,}24$ mm² ; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t$ = 100,48 mm²

A_t = 1 cm²

- **Espacement S_t**

$S_t \leq$ min [0,9.d;40 cm]=16,2 cm donc: S_t=15 cm;

On adopte un espacement 15cm.

- **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.

$V_{u\,max}$=16.48 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16.48x10^3}{120\times180} = 0.76 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.76 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	16,48	0,76	3,33	CV

- **Section d'armatures transversales minimales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \quad \Rightarrow \quad \frac{100\times235}{120\times150} = 1{,}31 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \quad \Rightarrow \quad \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0055 > 0.0035 \qquad \text{(C.V)}$$

- **Au voisinage de l'appui de rive**

Vu=16,48 KN≤b*a*0.4* $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ =200 kN ; a = [(C-e)-2] =25 cm

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée

- **Au voisinage de l'appui intermédiaire**

$V_u+(M_u/0.9d)=16{,}48+[-10{,}56/(0.9x0.18)]= -48{,}70 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale est suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui :

$\sigma_{bmoy} = V_u/a.b \leq 1.3 f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 16{,}48$ kN $\sigma_{bmoy} = 0{,}11 MPa < 21.67$ MPa

Donc la contrainte moyenne sur l'aire d'appui est vérifiée.

III.2.1.2.3 Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow 0{,}043 < 0{,}063$ CNV

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Longrightarrow 0{,}043 < 0{,}142$ CNV

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.13 et tableau III.14 selon la méthode présentée à (annexe B).

Tableau III.14 : Vérification de la flèche pour la terrasse

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I_0(cm⁴)
1,508	10.93	1.25	265.52	0.76	4.31	24641.15
l_{fi}(cm⁴)	l_{fv}(cm⁴)	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
896.64	2136.16	8.37	10.44	1.74	9.4	CV

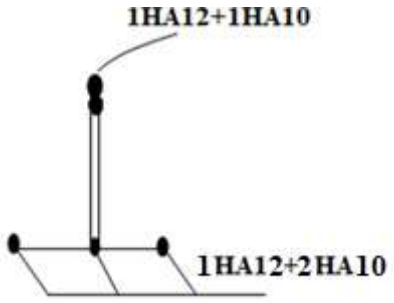


Fig. III-12.1 : Ferraillage des poutrelles pour la terrasse

Tableau III.15 : Vérification de la flèche pour l'étage courant

A (cm^2)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1,508	5,30	0,69	222,447	0,559	10,68	9322,988
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
3829,38	6136,40	7,17	13,42	6,25	8,2	CV

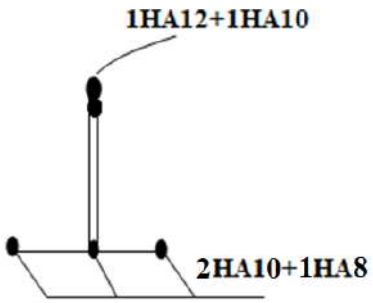


Fig. III-12.2 : Ferraillage des poutrelles pour l'étage courant

III.2.2. Dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit être effectué en utilisant par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- Lorsque l'écartement (L) entre les axes de nervures est inférieur ou égale à 50cm.

$$A_\perp > \frac{200}{f_e} \qquad A > \frac{A_\perp}{2}$$

Lorsque l'écartement (L) entre les axes de nervures est compris entre 50 et 80cm

$$A_\perp \geq \frac{4L}{f_e} \qquad A \geq \frac{A_\perp}{2}$$

Avec : (L) : la distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite élastique de l'acier

(Treillis soudée $\varphi \leq 6mm$; f_e =520 MPa).

III.2.1.a.Armatures perpendiculaires aux nervures :

50cm < L = 60cm < 80cm

$A_\perp = \frac{4L}{f_e}$ $\qquad A_\perp = \frac{4x60}{520}$ = 0,46 cm^2/ml $\qquad$ Choix : 5Ø5 ; $A_\perp$= 0,98 cm^2/ml

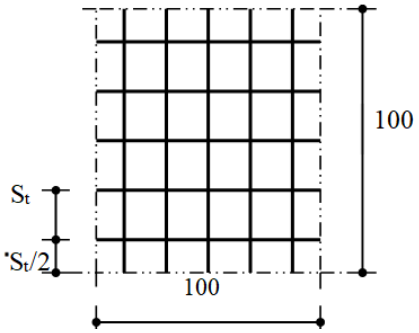


Figure (III.13) : Disposition constructive des armatures de la dalle compression

III.2.1.b) Armatures parallèles aux nervures

$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0.98/2 = 0{,}49 cm^2/\text{ml}$.

Choix : 5Ø5 ; $A_{//} = 0{,}98\ cm^2/\text{ml}$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, On adopte un treillis soudés dont les dimensions des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

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. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On a une dalle encastrée à quatre cotés encastrés (Figure III.14) dont le prédimensionnement est donné dans le chapitre 2 (paragraphe II.2.b) :

III.3.1. Méthode du calcul

III.3.1.1. 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.

III.3.1.2 Principe de calcul:

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

a) Travail externe :

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

$T_{ext} = P \cdot f$ (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.

b) 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

III.3.2. Dalle encastré à 4 coté

La dalle prise pour le calcul à une forme irrégulière d'où la forme la plus proche est considérée qui est la forme rectangulaire pour notre calcul.

III.3.2.1. Déterminations des sollicitations

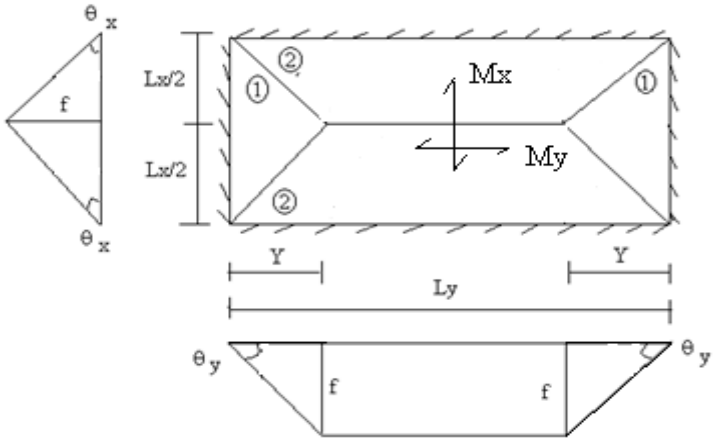


Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

La combinaison la plus défavorable est celle de la terrasse : P_u=11,91 kN/m

$\frac{dp}{dy} = 0$ $\Longrightarrow$ y=1,89 et donc M=0,397q

Tableau III.16 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	Pu(kN/m)	Pser(kN/m)	Mu(kN.m)	Ms(kN.m)	Tu(kN)
En travée	11,91	8,71	4,72	3,46	Tux=12,82 Tuy=12,31
Aux appuis	11,91	8,71	2,36	1,73	

III.3.2.2. Calcul de ferraillage

III.3.2.2.1. Armature longitudinales

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

A calculée suivante les deux sens(X et Y)

Tableau III.17 : 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	4,72	1,05	5HA8=2,51	25	33	CV
Aux appuis	2,36	0,52	5HA8=2,51	25	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.3.2.2.2. Verification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.18)

Tableau III.18 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	2,01	3,46	2,27	15	CV
Aux appuis	2,01	1,29	0.84	15	CV

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

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

Tableau III.19 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	12,82	0,09	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.20 selon la méthode présentée à (annexe A).

Tableau III.20 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
2,01	3,46	0,15	135,81	0	7,61	29019,07
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
31920.97	31920.97	0 ,032	0,096	0,064	6,2	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 niveau (Figure III.15).

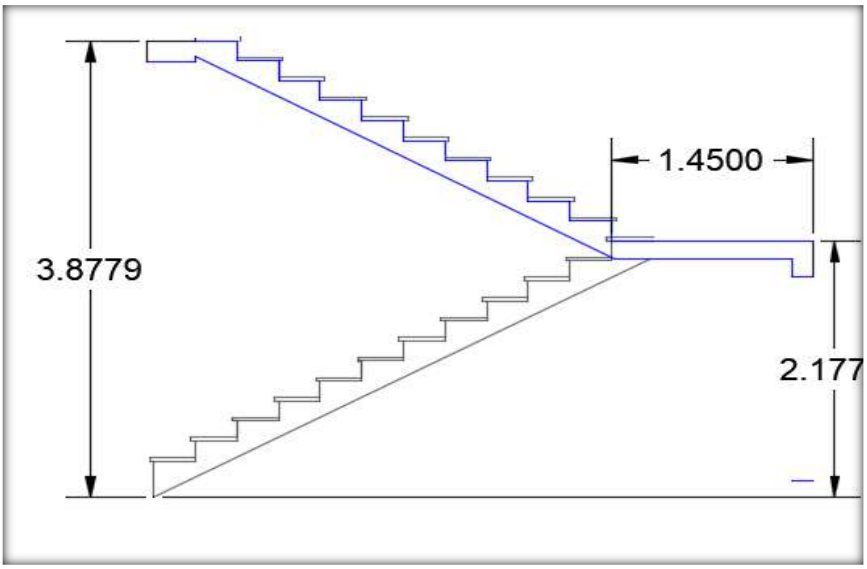


Figure III.15 : Dimensions de l'escalier

III.4.1.Prédimensionnement

Pour le Sous-sol

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 23.
- Hauteur du palier: H = 2,04m (on va traiter la partie qui contient 12 contre marches)
- Hauteur de la contre marche : $h = \frac{3,91}{23} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

➢ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm ⇨g+ 2h =64cm (CV) [4]

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 2,04/3,35= 0,609 D'où alors : **α =31 ,34°**

$L_0 = \sqrt{3,35^2 + 2,04^2} = 3,922m \Rightarrow L_{tot}$ =L $_1$+L$_2$ =(1,30+3,922)= 5,222 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ 14,92 ≤ e ≤ 17,40 ⇨ **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.21 et III.22.

Tableau III.21: 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.22: 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	4,39
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7,71**

Selon le DTR [4] charges et surcharge d'exploitation, 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, simplement appuyée 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 22 et 23 ainsi que la figure III.16.

Tableau III.23: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,95	2,5	10,43	R_A=32,25	38,67	32,86	19,34
Paillasse	7,71	2,5	14,16	R_B=28,75			

Tableau III.24: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	4,95	2,50	7,45	R_A=23,24	27,88	23,70	13,94
Paillasse	7,71	2,50	10,21	R_B=20,65			

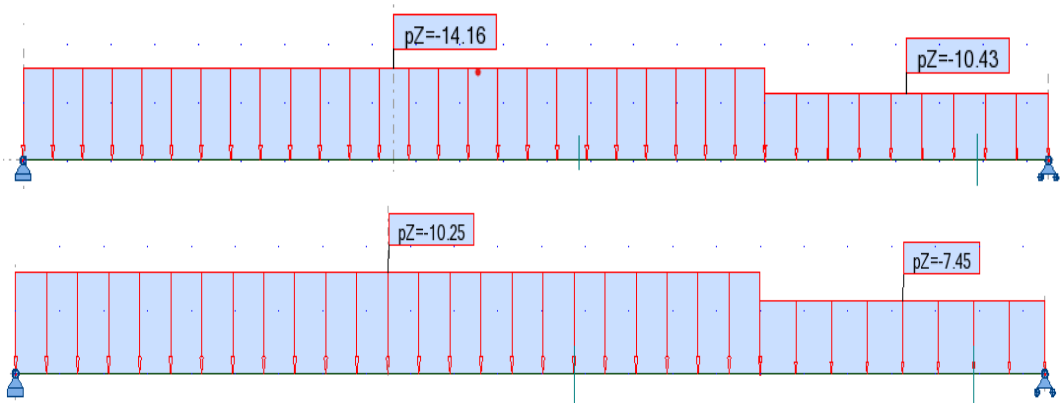
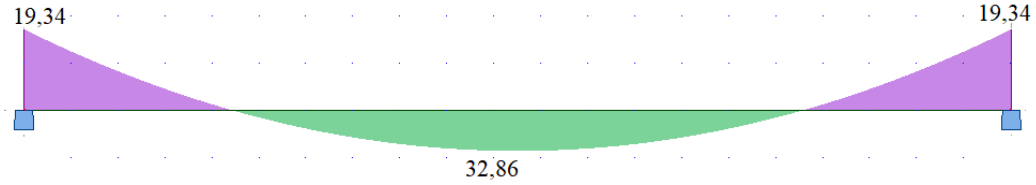
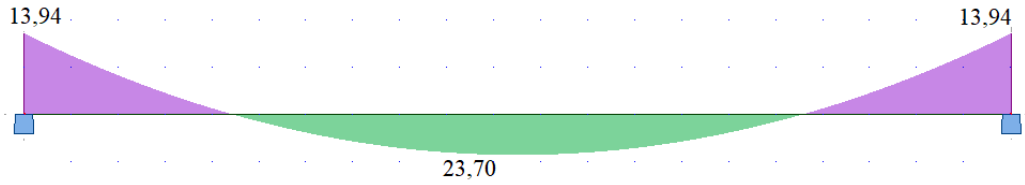


Figure III.16 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier



a)



b)

Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes isostatique a) à l'E.L.U et b) 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 dans le tableau III.25. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.25 : 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	32,86	7,83	0,00	1,50	7 HA12= 7,92	1,98	4 HA 8 = 2,01
Aux appuis	19,34	4,46	0,00		6HA10= 4,71	1,17	4 HA 8 = 2,01

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

Tableau III.26: Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2\ f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	Vérification
Travée	16 cm ≤ 33cm	33 cm ≤ 45cm	3,33	0,25	CV
Appuis	20 cm ≤ 33cm	33 cm ≤ 45cm			

III.4.4.Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

(Voir tableau III.27)

Tableau III.27 : Vérification à l'E.L.S

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	
100x15	Travée	23,70	7,92	0	9,17	15	CV
	Appui	13,94	4,71	0	6,50	15	CV

III.4.5.Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.28 selon la méthode présentée à (annexe B).

Tableau III.28 : Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ(%)	ß$_1$	μ
23,70	7,92	7,90	0,61	0,883	0,57
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δ_f(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
5,22	3,28	4,94	1.66	10,44	CV

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.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.36:

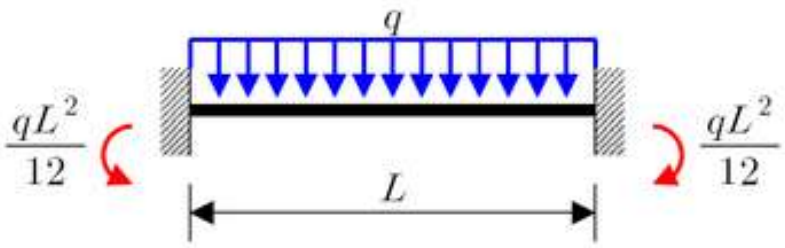


Figure III.18 : Schéma équivalent de la poutre palière

Tableau III.29 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,05 m ⇒ 20,33 ≤ h≤ 30,5cm. On adopte : h = 30 cm 9 ≤ b ≤ 21cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30 cm≥20cm ; h/b =1≤4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,09) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	b = 30 cm ; h = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0,30 ×0,30×25=2,25 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=24,50 KN , R_{ser}=17,58 kN

Poids du mur : P_{mur} = 1,62x (3,23-0,35)/2= 2,3 kN/ml

Pu =1,35 x (2,25+2,3) + (2x24,50 /3,05) = 22,21 KN/m

Pser = 2,25 +2,3+ (2x17,58 /3,05) = 16,08 KN/m

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, logiciel ROBOT 2018 est donne les diagrammes des efforts internes illustrés dans la figure III.18

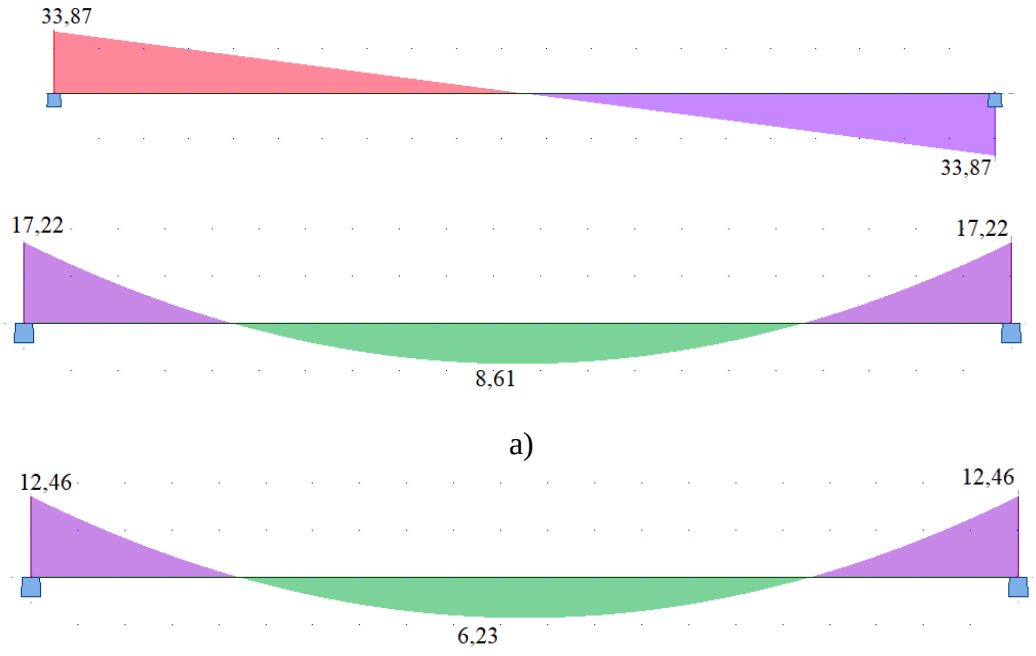


Figure III.18 : Tracés de a) M(x) et T(x) à l'ELU et b) M(x) à l'ELS de la poutre palière

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

- **Calcul des Armatures longitudinales**

Le calcul des armatures longitudinales et transversales, bien entendu avec les vérifications nécessaires sont donnés comme suit :

Tableau III.30 : Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totale\ min}$ RPA (cm²)	Obs
En travée	8,61	0,89	0,00	0,9	3HA12=3,39	3,75	CV
Aux appuis	17,22	1,82	0,00	0,9	3HA12=3,39		CV

Tableau III.31 : 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
30x30	Travée	6,23	3,39	0	1,31	15,90	CV
	Appui	12,46	3,39	0	4,60	205,79	CV

Tableau III.32 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

Section (cm²)	RPA99		CBA93	$S_{t\ adopté}$		$A_{t\ choisie}$ (cm²)	$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t}$ (MPa)	$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}$
	S_{t1}	S_{t2}	S_t	Z_N	Z_C			
30x30	7,5	15	23,76	7	15	4 Φ 6=1,13	0,708 ≥ 0.4 MPa (CV)	0.003>0.0007 (CV)

Tableau III.33 : Vérification des contraintes tangentielles Au voisinage de l'appui de rive

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
30x30	33,87	0,40	3,3	CV

III.4.6.5 Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0.098 > 0.0625 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.098 > \frac{6.23}{10 \cdot 12.46} = 0.025 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Les trois conditions du CBA sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variante à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

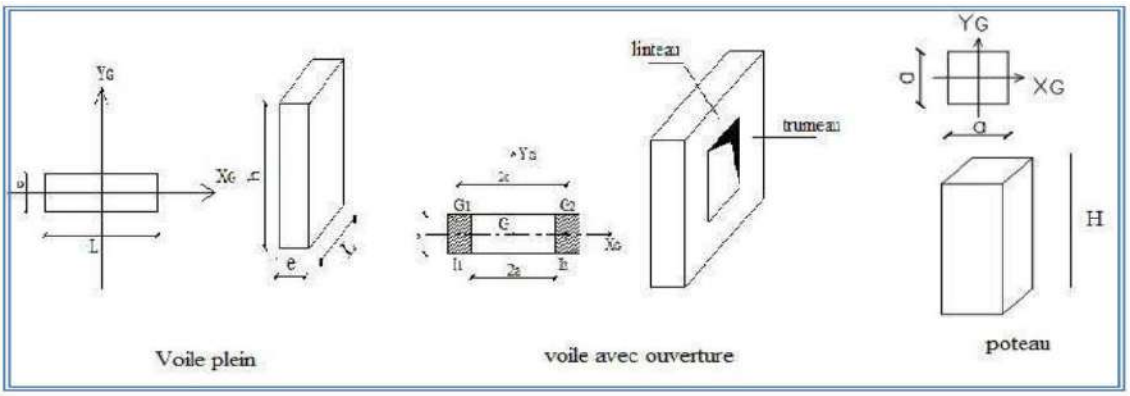


Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les voiles

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

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

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie**
  - **Les Voiles pleins**

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

  - **Les Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0(\alpha.\varepsilon)}}{\mathbf{\alpha^2}} + \mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \cdots\cdots\cdots \text{Sin} \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \cdots\cdots\cdots \text{Sin} > 1$$

I: Inertie totale du refend.

E:Moduled'élasticitédumatériauconstituantlerefend.

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

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1}+\frac{1}{A2}}$$

I_i: Moment d'inertie des trumeaux.

A_i: Aire des éléments du refend.

2c: Distance entre les deux center de gravité des trumeaux

a: Demi portée de l'ouverture.

α=wH_0 (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0: Hauteur totale du refend

$w^2 = \dfrac{3\,i\,l\,C}{I_0\ m\ a^3 H}$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \dfrac{G}{I_0\ m\ H}\left[2\left(\dfrac{1}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d'ouverteure

$A_{0(\alpha,\varepsilon)}$**:**est une fonction de (α, ε)qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \left(\frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} - \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2\, ch\alpha}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots$ Si$\varepsilon = 0$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3)\frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\alpha\varepsilon}{ch\alpha} \cdots\cdots\cdots\cdots$ Si $0 < \varepsilon < 1$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ,le voile considéré comme en étant plein.

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = \left| x_m - x_t \right| \\ e_y = \left| y_m - y_t \right| \end{cases}$

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Alger, zone III (sismicité élevée) selon la règles parasismiques algériennes(RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 26,52m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.2. Analyse de notre structure

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

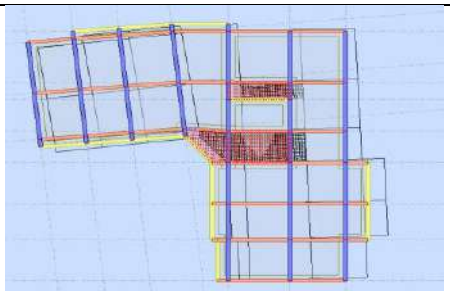
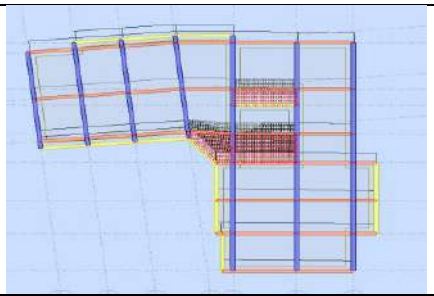
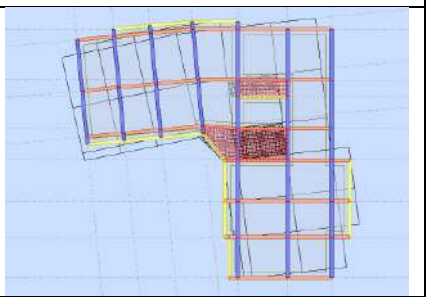
IV.3.2.1. Structure auto-stable

Le comportement de trois premiers modes de la structure auto-stable plus le calcul de center de masse et le center de rigidité représenté dans le tableau IV .1 et IV.2 respectivement.

Tableau IV.1 : Calcul de center de masse et le center de rigidité

Etage	Wi (KN)	Xg(m)	Yg(m)	∑Kx(N/m)	∑Ky(N/m)	Xr(m)	Yr(m)
6	1239,94	16,48	15,59	61526,54	62234,44	16,11	15,48
5	1151,00	16,34	15,51	60944,01	61331,20	16,11	15,48
4	1240,28	16,32	15,51	67126,03	67704,38	16,11	15,48
3	1240,28	16,32	15,51	67126,04	67704,38	16,11	15,48
2	1343,29	16,31	15,50	74234,33	75032,42	16,11	15,48
1	1342,67	16,31	15,50	74158,07	75032,19	16,11	15,48
RDC	1460,04	16,29	15,50	82264,80	83311,19	16,11	15,48
Sous-sol	2571,41	20,11	13,64	93818,71	29362,78	20,02	13,90

Tableau IV.2 : Le comportement des trois premiers modes auto-stable.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivant l'axe 'x'	Ux=59,64%	Couplage Translation-Rotation	Ux=0,00%	Couplage Translation-Rotation	Ux=5,59%
	Uy=0,03%		Uy=69,46%		Uy=0,37%
	T=0,86s		T=0,75s		T=0,70s

IV.3.2.2. Dispositions des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule ROBOT 2018 on a choisi une variante (Figure .IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

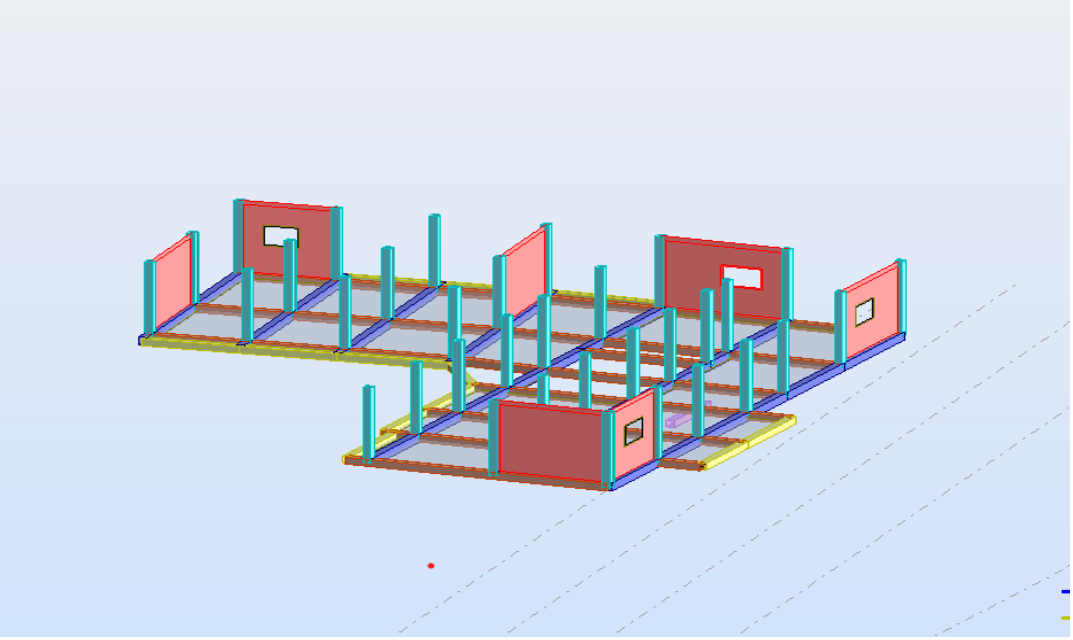


Figure. IV.2 : Disposition finale des voiles

IV.3.2.2.2. Détermination centre de masse et centre de torsion

Tableau IV.3 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Poids (kN)	XG(m)	YG(m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR(m)	YR(m)
26,52	1614,14	16,39	15,94	8,82E+6	8,66E+6	16,17	17,10
23,29	1525,20	16,27	15,90	8,77E+6	8,57E+6	16,17	17,10
20,06	1614,48	16,26	15,88	9,30E+6	9,12E+6	16,17	17,10
16,63	1614,48	16,26	15,88	9,30E+6	9,12E+6	16,17	17,10
13,60	1717,49	16,26	15,85	9,91E+6	9,75E+6	16,17	17,09
10,37	1716,56	16,26	15,85	9,91E+6	9,75E+6	16,17	17,09
7,14	1834,24	16,25	15,83	10,60E+6	10,46E+6	16,17	17,07
3 .91	2907,32	20,19	13,91	18,38E+6	5,50E+6	20,26	15,32

IV.3.2.2.3. Excentricité

- **Excentricité additionnelle**

Selon l'article 4.3.7 du RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à **:**

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Vérification de l'excentricité**

Selon l'article 3.5.1.du RPA2003 à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx , Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 24,30m

Largeur du bâtiment = 24.15 m

Tableau IV.4 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	Excentricité suivant X					Excentricité suivant Y				
	$E_{Xthé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Xthé} \pm E_{add}$		$E_{Xadm}(m)$	$E_{Ythé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Ythé} \pm E_{add}$		$E_{yadm}(m)$
26,52	0,22	1,29	1,51	1,07	3,62	1,16	1,25	2,41	0,09	3,64
23,29	0,11	1,29	1,40	1,08	3,62	1,20	1,25	2,45	0,05	3,64
20,06	0,10	1,29	1,39	1,09	3,62	1,22	1,25	2,47	0,03	3,64
16,63	0,10	1,29	1,39	1,09	3,62	1,22	1,25	2,47	0,03	3,64
13,60	0,09	1,29	1,38	1,20	3,62	1,23	1,25	2,48	0,02	3,64
10,37	0,09	1,29	1,38	1,20	3,62	1,24	1,25	2,49	0,01	3,64
7,14	0,08	1,29	1,37	1,21	3,62	1,24	1,25	2,49	0 ,01	3,64
3 .91	0,07	0,74	0,81	0,67	3,62	1,42	1,22	2,64	0,20	3,64

- **Commentaire**

Pour tout les niveaux, on a l'excentricité est inferieure à l'excentricité admissible.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse «ROBOT 2018».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le " ROBOT 2018" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1. 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 :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0,25

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement « R »

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales sont reprisent uniquement par les voiles, On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismiques 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

Tableau IV.5 : Surface revenant aux voiles.

Niveaux	ENTRE-SOL	RDC	1er	2éme	3éme	4éme	5éme	6éme
S étage (m²)	274,44	433,24	433,24	433,24	433,24	433,24	433,24	433,24
S voile (m²)	28,11	45,53	45,53	45,53	45,53	45,53	45,53	45,53
S voile/S étage (%)	10,24	10,51	10,51	10,51	10,51	10,51	10,51	10,51

IV.4.2.3.4. 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".

Tableau IV.6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,15		0,15	
Q	1+0,15=1,15		1+0,15=1,15	

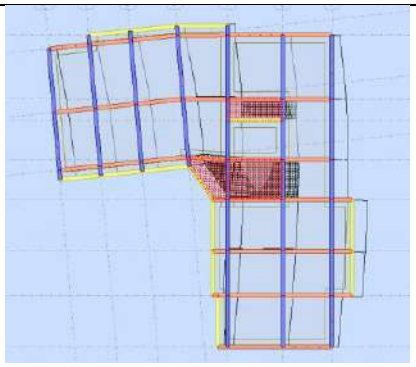
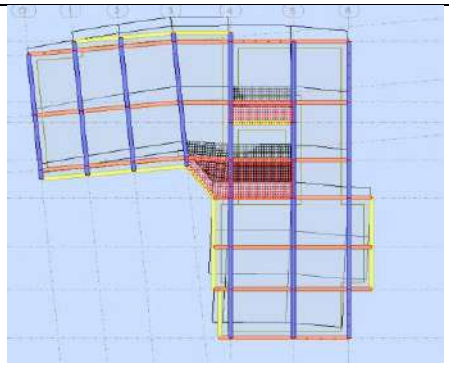
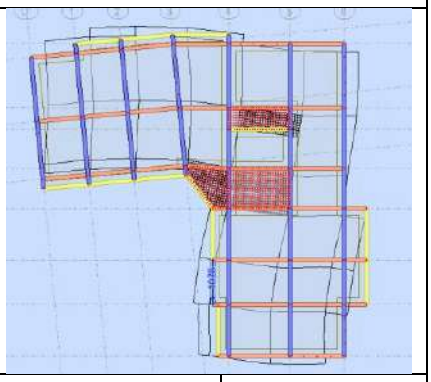
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.5.1. Analyse modale

IV.5.1.1. Comportement modal

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

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation pure suivant l'axe 'X'	Ux=56,52%	Translation pure suivant l'axe 'Y'	Ux=1,08%	Rotation pure Auteur de l'axe 'Z'	Ux=0,53%
	Uy=0,62%		Uy=57,88%		Uy=0,08%
	T=0,54 s		T=0,41 s		T=0,29 s

IV.5.1.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 RPA version 2003 [Art4.3.4.a]

Tableau IV.8 : Participation des masses modale

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)	
			U_X%	U_Y%
1	0,540	0,540	87,61	84,19
2	0,410	0,950	87,64	84,44
3	0,290	1,240	87,64	84,45
4	0,270	1,510	87,64	84,47
5	0,240	1,750	87,69	84,47
6	0,200	1,950	88,15	84,49
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
62	0,050	6,660	**92,54**	**90,22**

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 62 mode avec un temps égale à « T=6,660 sec ».

D'après RPA version 2003 [Art4.3.4.b], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0{,}20$ sec

N : Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode K

N= 8 donc : $K=3\sqrt{8}=8{,}48$ on adopte K=8

$T_k = 0{,}170 \leq 0{,}20$ sec CV

IV.5.1.3. Analyse statique et dynamique

IV.5.1.3.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 Art4.3.6)

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{E_d}{V_{st}} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 Art4.2.3)**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.$\eta = 0{,}88$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0{,}09 \times 26{,}52}{\sqrt{24.15}} = 0{,}485 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 26{,}52}{\sqrt{24{,}30}} = 0{,}484$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}20 \quad , \quad D_y = 2{,}20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta \quad Q, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = \ 14544{,}24\text{kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

Tableau IV.9 : Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,25	2,20	2,20	1,1	1,1	4	14544,24	2199,81	2199,81

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « ROBOT 2018 » sont :

$$E_{dx} = 1686{,}86\text{kN} \quad , \quad E_{dy} = 1808{,}43\text{kN}$$

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

	$\mathbf{E_d}$	$\mathbf{V_{st}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	1686,86	2199,81	0,76	CNV
Sens Y	1808,43	2199,81	0,82	CV

Pour la direction (x) la condition n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$0.8Vx / Edx = 1{,}043$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient'1'de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans la combinaison, par le coefficient'1,043'.

b) Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à : $M_{Sx} = W_i . X_G$, $M_{Sy} = W_i . Y_G$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t) \quad ; \quad F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec : $T_x = 0{,}485$ sec , $T_y = 0{,}484$ sec $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

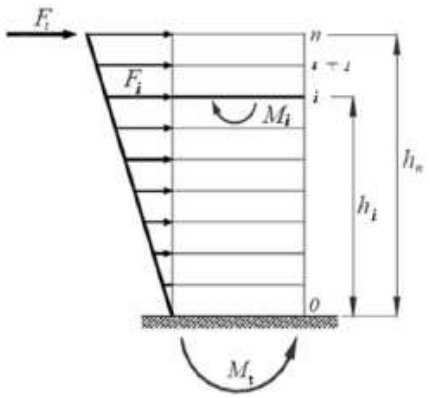


Figure. IV.3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau IV.11 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	Wi (KN)	Wi hj(KN.m)	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)
Entre-sol	1614,14	6311,28	3,91	384,64	408,15
RDC	1525,20	10889,92	7,14	328,72	359,22
1er	1614,48	16742,15	10,37	265,64	287,8
2éme	1614,48	21956,92	13,60	225,06	234,44
3ème	1717,49	28561,85	16,63	174,25	177,04
4ème	1716,56	34434,19	20,06	127,02	129,46
5ème	1834,24	42719,44	23,29	78,64	90,16
6ème	2907,32	77102,12	26,52	91,34	111,18
∑		238717,87	/	1675,31	1797,45

Les valeurs des moments de renversement et stabilité pour chaque direction (x ou y) sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Etage	Wi (KN)	Xg (m)	Yg (m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)	hi(m)	Fix(m)	Fiy(KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
Entre-sol	1614,14	20,19	13,91	32589,49	22452,69	3,91	384,64	408,15	1503,94	1595,87
RDC	1525,20	16,25	15,83	24784,50	24143,92	7,14	328,72	359,22	2347,06	2564,83
1er	1614,48	16,26	15,85	26251,44	25589,51	10,37	265,64	287,8	2754,69	2984,49
2éme	1614,48	16,26	15,85	26251,44	25589,51	13,60	225,06	234,44	3060,82	3188,38
3ème	1717,49	16,26	15,88	27926,39	27273,74	16,63	174,25	177,04	2897,78	2944,18
4ème	1716,56	16,26	15,88	27911,27	27258,97	20,06	127,02	129,46	2548,02	2596,97
5ème	1834,24	16,27	15,90	29843,08	29164,42	23,29	78,64	90,16	1831,53	2099,83
6ème	2907,32	16,39	15,94	47650,97	46342,68	26,52	91,34	111,18	2422,34	2948,49
∑	/	/	/	243208,59	200556,46	/	/	/	19366,17	20923,03

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$; $\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{243208{,}59}{19366{,}17} = 12{,}56 \geq 1{,}5$ $\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{200556{,}46}{20923{,}03} = 9{,}59 \geq 1{,}5$ CV

- **Commentaire**

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

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû à la force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	$\mathbf{h_e(m)}$	$\mathbf{\delta_{ek}(cm)}$	$\mathbf{\delta_k(cm)}$	$\mathbf{\Delta_k(cm)}$	$\mathbf{\Delta_{adm}(cm)}$	$\mathbf{\Delta_k \leq \Delta_{adm}}$
26,52	3,23	1,93	7,70	0,70	3,23	CV
23,29	3,23	1,75	7,00	1,10	3,23	CV
20,06	3,23	1,50	6,00	1,10	3,23	CV
16,63	3,23	1,23	4,90	1,30	3,23	CV
13,60	3,23	0,90	3,60	1,30	3,23	CV
10,37	3,23	0,60	2,40	1,30	3,23	CV
7,14	3,23	0,30	1,20	0,7	3,23	CV
3 ,91	3,91	0,13	0,50	0,5	3,91	CV

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	$\mathbf{h_e(m)}$	$\mathbf{\delta_{ek}(cm)}$	$\mathbf{\delta_k(cm)}$	$\mathbf{\Delta_k(cm)}$	$\mathbf{\Delta_{adm}(cm)}$	$\mathbf{\Delta_k \leq \Delta_{adm}}$
26,52	3,23	1,25	5,00	0,70	3,23	CV
23,29	3,23	1,08	4,30	0,80	3,23	CV
20,06	3,23	0,90	3,60	0,80	3,23	CV
16,63	3,23	0,73	2,90	0,80	3,23	CV
13,60	3,23	0,53	2,10	0,70	3,23	CV
10,37	3,23	0,38	1,50	0,60	3,23	CV
7,14	3,23	0,23	0,90	0,40	3,23	CV
3 ,91	3,91	0,13	0,50	0,50	3,91	CV

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

b) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :$\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'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$0.10<\theta_k\leq 0.20$, 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 $\theta_k>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	**P_k (kN)**	**Δ_{kx} (cm)**	**Δ_{ky} (cm)**	**V_{kx} (kN)**	**V_{ky} (kN)**	**h_k (cm)**	**θ_{kx}**	**θ_{ky}**	**$\theta \leq 0.1$**
3,91	14543,91	0,5	0,5	1675,31	1797,45	391	0,01	0,01	CV
7,14	12929,77	0,7	0,4	1583,97	1686,27	323	0,02	0,01	CV
10,37	11404,57	1,3	0,6	1505,33	1596,11	323	0,03	0,01	CV
13,6	9790,09	1,3	0,7	1378,31	1466,65	323	0,03	0,01	CV
16,63	8175,61	1,3	0,8	1204,06	1289,61	323	0,03	0,02	CV
20,06	6458,12	1,1	0,8	979	1055,17	323	0,02	0,02	CV
23,29	4741,56	1,1	0,8	713,36	767,37	323	0,02	0,02	CV
26,52	2907,32	0,7	0,7	384,64	408,15	323	0,02	0,02	CV

IV.5.1.3.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 **[Art A.5.1].** On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0.d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×35	117,76	ELU (1,35G+1,5Q)	Fissuration peu nuisible	1,18	3,33	CV
Poutres secondaires	30×30	40,99	ELA (G+Q+Edx)	Fissuration peu nuisible	0,48	4,34	CV

➢ **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II_b et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \quad \text{Avec} \quad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{0{,}7 \times H}{a}$$

Pour tout les poteaux on à $\lambda<5$ donc $\rho = 0{,}04$

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des poteaux

Section (cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)CBA	$\bar{\tau}$(MPa)RPA	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,23	G+Q+E_{dy}	20,13	0,23	4,34	1,875	Oui
Poteau 35×35	3,23	G+Q+E_{dy}	26,25	0,22	4,34	1,875	Oui
Poteau 40×40	3,23	G+Q+E_{dy}	26,96	0,17	4,34	1,875	Oui
Poteau 45×45	3,91	G+Q+E_{dy}	48,08	0,24	4,34	1,875	Oui

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :$\tau = \frac{1,4|V_u|}{b.d}$

Avec :V_u: L'effort tranchant b : l'épaisseur de voile d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0,2 \, . f_{c28}$

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	**Voile**	**B (cm)**	**L(m)**	$\|V_u\|$**(kN)**	**Combinaison**	τ**(MPa)**	$\bar{\tau}$ **(MPa)**	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction x	1	15	4,2	178,01	$G+Q+E_{dx}$	0,44	5	CV
	2	15	4,7	99,63	$G+Q+E_{dx}$	0,22	5	CV
	3	15	3,5	356,62	$G+Q+E_{dx}$	1,06	5	CV

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	**Voile**	**B (cm)**	**L(m)**	$\|V_u\|$**(kN)**	**Combinaison**	τ**(MPa)**	$\bar{\tau}$ **(MPa)**	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction y	1	15	4	187,84	$G+Q+E_{dy}$	0,49	5	CV
	2	15	5	246,2	$G+Q-E_{dy}$	0,51	5	CV
	3	15	5	299,13	$G+Q-E_{dy}$	0,62	5	CV
	4	15	4,5	104,79	$G+Q+E_{dy}$	0,24	5	CV

➢ **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d: Effort normal réduit ; B_c: Section brute du béton

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Section (cm^2)	Combinaison	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 30×30	$G+Q+E_{dx}$	196,66	78400	0,100	CV
Poteau 35×35	$G+Q+E_{dx}$	355,65	108900	0,131	CV
Poteau 40×40	$G+Q+E_{dx}$	791,31	144400	0,219	CV
Poteau 45×45	$G+Q+E_{dx}$	1283,81	184900	0,278	CV

- **Commentaire**

Les poteaux a la base sont justifiées suffisantes pour équilibres les contraint normale de compression (l'effort normal réduit), donc garde les sections des poteaux.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le calcul du ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99en utilisant les combinaisons suivantes :

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G+Q±E=acc1 et 0.8G ± E=acc2

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul du ferraillage des poutres se fait en flexion simple. On doit faire le calcul du ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires non porteuses et éventuellement les poutres secondaires non porteuses).

V.2.1. Recommandation des règlements

Selon le règlement RPA Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ (zone courante) **** $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ (zone de recouvrement).

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

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St.b$

B: longueur de la poutre.

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

- $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale). **** $S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400.

V.2.2.1. Poutres porteuses (PP)

On a un seul cas des poutres porteuses

TableauV.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuses.

Elements	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_t(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_a(cm^2)$
PP	30x35	53,29	ELU	5,21	94,35	ELU	9,87

TableauV.2: La section choisie d'armatures des poutres porteuses.

Elements	Section calculée		Section choisie	
PP	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	5,21	9,87	5HA12 = 5,65	2HA16+4HA14 = 10,18

V.2.2.2. Poutressecondaires non porteuses (PS)

On a un seul cas des poutres non porteuses (cas normal)

TableauV.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuses.

Elements	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_t(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_a(cm^2)$
PS	30x30	/	/	/	38.26	$G + Q + E_x$	4,36

TableauV.4: La section choisie d'armatures des poutres.

Elements	Section calculée		Section choisie	
PS	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	/	4,36	4HA12 = 4,52	4HA12 =4,52

V.2.2.3. Poutres secondaires porteuses (PS)

On a un seul cas des poutres porteuses (cas normal)

Tableau.5 : La section calculée d'armatures des poutres porteuses.

Elements	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_t(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_a(cm^2)$
PS	30x30	10,68	$G + Q + E_x$	1,13	64,26	$G + Q + E_x$	7,57

TableauV.6: La section choisie d'armatures des poutres.

Elements	Section calculée		Section choisie	
PS	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	1,13	7,57	3HA12 = 3,39	3HA14+3HA12=8,01

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

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

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec$\overline{\sigma_b}$= 0,6 × F_{c28} si F_{c28} = 25 MPa donc $\overline{\sigma_b}$= 15 Mpa

$\overline{\sigma_S}$ = Min [$\frac{2}{3}$Fe, 110$\sqrt{\eta \times F_{tj}}$] F_{c28} = 25 et Fe = 400 donc $\overline{\sigma_S}$= 201,63 MPa

V.2.3.1. Poutres porteuses

TableauV.7: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elements	Solicitation à l'ELS		Contraintes Entravées			Contraintes Enappuis			Contraintes admissible		Vérifies
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PP	38,64	68,46	8,54	245,15	/	12,50	249,15	/	15	201,63	CNV

Puisque la contrainte à **l'**ELS n'est pas vérifiée, on devra augmenter soit la section d'armature ou bien la section du béton. Cependant, un ferraillage avec des barres de HA16 pour une poutre de 35 cm de hauteur peut être considéré comme un ferraillage dense. A cet effet, on va augmenter la section du béton au lieu d'ajouter une section d'armature.

Donc, on va refaire les calculs avec une section du béton de (30 x 40) cm².

TableauV.8: La section calculée d'armatures des poutres porteuses.

Elements	(bxh)	M_t(kN.m)	Combinaison	$A_t(cm^2)$	M_a(kN.m)	Combinaison	$A_a(cm^2)$
PP	30x40	53,29	ELU	4,29	94,35	ELU	7,92

TableauV.9: La section choisie d'armatures des poutres porteuses.

Elements	Section calculée		Section choisie	
PP	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	4,29	7,92	3HA14 = 4,62	3HA14+3HA12 = 8,01

TableauV.10: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elements	Solicitation à l'ELS		Contraintes Entravées			Contraintes Enappuis			Contraintes admissible		Vérifies
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PP	38,64	68,46	6,89	201,63	/	10,60	201,63	/	15	201,63	CV

V.2.3.2. Poutres secondaires non porteuses

TableauV.11: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	M_{tser} (kN.m)	M_{aser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PS	/	17,20	/	/	/	5,30	/	/	15	201,63	CV

V.2.3.3. Poutres secondaires porteuses

TableauV.12: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	M_{tser} (kN.m)	M_{aser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PS	10,74	20,14	3,56	127,76	/	4,98	106,04	/	15	201,63	CV

TableauV.13: Vérification de section d'armatures.

Elements	A choisir		A min RPA		A max RPA				A min		
			A_t (cm^2)	A min (cm^2)	Zr (cm^2)	Zc (cm^2)	Zr RPA (cm^2)	Zc RPA (cm^2)	CBA (cm^2)	Verifi
PP 1	Appuis	7,92	16,68	6	16,68	10,65	72	48	1,2	CV
	Travées	4,29	15,27		15,27					CV
PS1	Appuis	4,52	10,99	4,5	10,99	6,78	54	36	0,9	CV
	Travées	3,39	10,58		10,58					CV
PS 2	Appuis	12,06	10,17	4,5	10,17	3,93	54	36	0,9	CV
	Travées	3,39	6,78		6,78					CV

- **Commentaire**

Toutes les vérifications sont satisfaites vis à vis des règlements en vigueur RPA et CBA93.

V.2.4. Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{500} = 0.07 > 0.0625 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.07 > \frac{38,46}{10 \cdot 68.46} = 0.056 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0078 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Les trois conditions du CBA sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que : $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$

V.2.6. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence FeE400. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\ ,\ 40\text{cm}] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0{,}4\ \text{MPa} \end{cases}$$

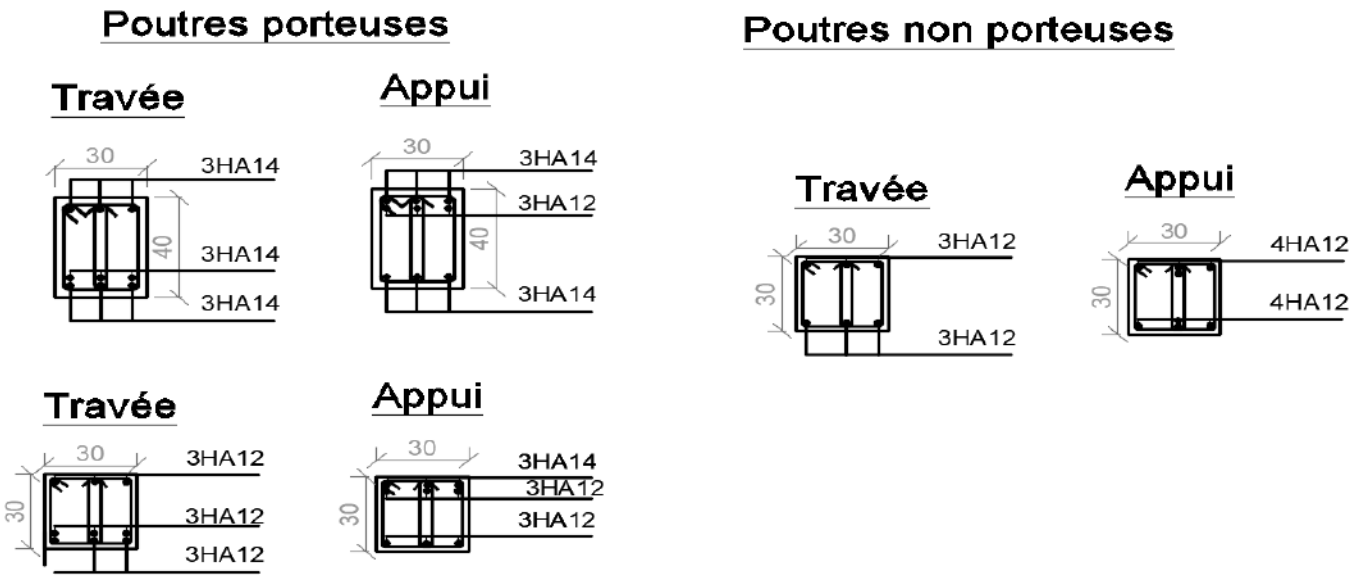
Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\text{cm}\right] \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

TableauV.14: La section d'armatures transversales.

Elements		τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{tchoisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres porteuses	PP	1,18	29,25	10	15	10	15	1,05	4Ø8 = 2,01
	PS	0,83	24,75	10	15	10	15	0,90	4Ø8 = 2,01
Poutres non porteuses	PS	0,48	24,75	10	15	10	15	0,90	4Ø8 = 2,01

✓ Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.



FigureV.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0{,}9\% \leq \dfrac{A_l}{b \times h} \leq 3\%$ (Zone courante) $0{,}9\% \leq \dfrac{A_l}{b \times h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- ✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60\text{cm}\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants :

1) N_{max} et M_{corr}
2) M_{max} et N_{corr}
3) N_{min} et M_{corr}

Avec : Signe « - » correspond à un effort de compression ;

Signe « + » correspond à un effort de traction ;

Après l'importante secousse tellurique qu'a subie 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.15: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA.

Section de poteau	**Cas**	**Comb**	**Etat**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**$A_{Min\ RPA}$ (cm^2)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**
Entres-ol+RDC45x45	1	Acc1	SEC	983,40	95,97	3,60	18,23	12HA20 = 37,70
	2	Acc1	SEC	2325,50	52,16	3,60		
	3	Acc2	SPT	-1595,73	7,64	20,42		
1,2 Etage40x40	1	Acc1	SEC	610,96	82,59	3,20	14,40	4HA20+4HA16 = 20,61
	2	Acc1	SEC	1243,01	14,35	3,20		
	3	Acc2	SPT	-919,90	9,41	12,18		
3,4 Etage 35x35	1	Acc1	SEC	544,23	66,25	2,80	11,03	8HA16 = 16,08
	2	ELU	SEC	715,59	11,17	2,80		
	3	Acc2	SPT	-312,10	21,60	5,70		
5,6 Etage 30x30	1	Acc1	SEC	61,95	42,31	3,29	8,10	8HA14 = 12,32
	2	ELU	SEC	330,24	4,23	2,40		
	3	Acc2	SPT	-62,89	18,57	2,40		

Le ferraillage des poteaux en flexion composée montre que l'effet du la zone sismique est très fort avec la présence des efforts de traction dans tous les niveaux (Effort normal avec le signe moins (-) dans le Tableau V.15), sous la combinaison 0,8G-E. Il en résulte une section d'armature dans la zone tendue nettement supérieure à la section minimale exigée par le règlement RPA 2003. Il est à noter ici que la section d'armature minimale donnée par le RPA désigne la section totale sur toute la section du béton. Par contre, la section calculée par le logiciel (Robot Expert) représente seulement la section tendue. Pour cette raison qu'on doit garantir une section d'armature nettement supérieure dans la zone tendue en vérifiant la position de l'axe neutre. Par exemple, pour le 3ème cas des poteaux (45x45), on a obtenu une section calculée vaut 20,42 cm² avec un axe neutre qui se trouve 6,0 cm au dessous du centre de gravité de la section du béton. Donc, on doit mettre dans cette zone tendue un nombre des barres suffisant pour avoir cette section calculée. A cet effet, on a besoin de 8HA20

seulement dans la partie tendue. Ce qui nous conduit à adopter une section totale égale à 12HA20.

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.16: Vérification des contraintes à l'ELS.

Section de poteau	cas	N(KN)	M(KN m)	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérifie
Entre-sol+RDC 45x45	1	213,28	31,21	1,56	21,92	15	201,63	CV
	2	698,70	8,64	2,46	36,47			CV
	3	105,28	9,45	0,6	8,57			CV
1,2 Etage 40x40	1	490,16	9,91	0,94	13,28	15	201,63	CV
	2	513,73	6,45	2,63	38,94			CV
	3	61,99	1,52	0,35	5,18			CV
3,4 Etage 35x35	1	178,09	9,96	1,78	25,23	15	201,63	CV
	2	349,38	5,25	2,44	35,75			CV
	3	22,10	0,13	0,13	2,06			CV
5,6 Etage 30x30	1	69,72	14,52	2,48	31,57	15	201,63	CV
	2	193,37	4,37	2,04	29,38			CV
	3	0,66	0,04	0,01	0,13			CV

V.3.2. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est Donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right) \text{ Avec :}$$

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Donc$\emptyset_t \leq 12$mm on adopte $\emptyset_t = 8$ mm

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

$at=\frac{\pi \emptyset t^2}{4} = 50{,}26 \text{ mm}^2 ;\ nt = 4$

At =at.nt = 201,06mm²

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. $\quad et \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa $\quad$ et $\quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Pour tout les sections des poteaux on à $St \leq$ 0,9d

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B\times f_{c28}}$

A_t:Section d'armatures transversales.

B:Largeur de la section droite.

H:Hauteur de la section droite.

S_t:Espacement des armatures transversales.

On prend f_e=235MPa.

Selon le RPA2003 [Art 7.4.2.2] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par la formule suivante $A_t = \frac{\rho_a\, t\, T_u}{h_1\, f_e}$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$ avec $\lambda = \frac{L_f}{a}$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ \text{cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t.\,b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

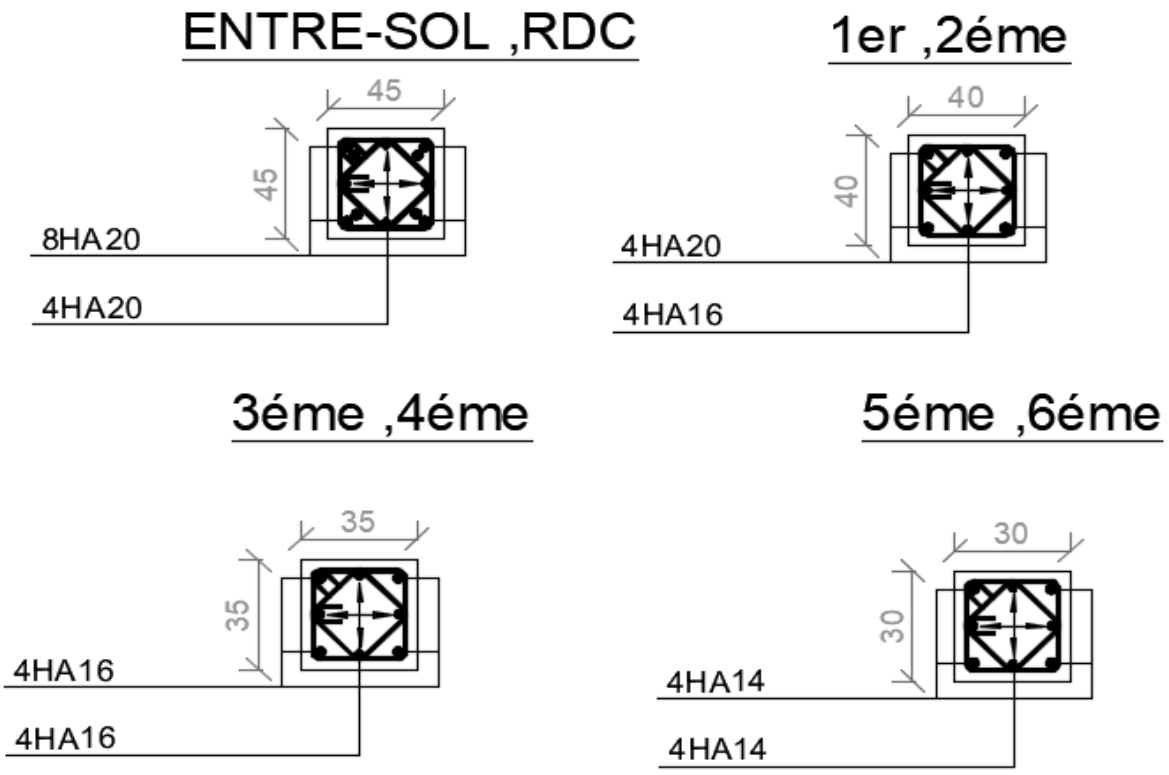
$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.\,b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.\,b_1} \geq 0{,}8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

$$\lambda > 5\ \textit{pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$$

TableauV.17: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	τ(MPa)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	A_{tChois} (cm^2)
45× 45	48,08	0,24	6,08	2,5	19,72	Courante	15	2,03	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
40× 40	26,96	0,17	5,65	2,5	22,46	Courante	15	1,8	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
35× 35	26,25	0,22	6,46	2,5	23,10	Courante	15	1,58	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
30× 30	20,13	0,23	7,54	2,5	22,23	Courante	15	1,35	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01



FigureV.2: Disposition du ferraillage des Poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des contraintes (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux (voile plein)

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

On va récapituler le ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

NB : Sens longitudinale X et Y cas le plus défavorable: Voile (L=5,00 m ; a= 15cm)

TableauV.18: La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages

Niveau	section	Cas	Comb	Etat	N (kN)	M (kNm)	A cal	A' cal	Amin RPA	Amin CBA	A choisie
Entre-sol,RDC	0,15 x 5	1	Acc1	SPC	-694,11	2888,64	41,55	24,20	11,70	5,85	38HA12 = 42,98
		2	Acc1	SPC	837,54	2228,07	22,00	1,06	11,70	5,85	
		3	Acc2	SPC	172,04	2235,12	13,86	9,57	11,70	5,85	
1er,2éme, 3éme	0,15x5	1	Acc1	SPC	-94,64	1833,97	11,13	13,50	6,15	3,08	18H12 = 20,36
		2	Acc1	SPC	753,45	1796,36	18,68	-0,16	6,15	3,08	
		3	Acc2	SPC	44,66	916,32	5,68	4,26	6,15	3,08	
4éme,5éme6éme	0,15x5	1	Acc1	SPC	-29,17	486,79	3,00	3,73	3,90	1,95	16HA12 = 18,10
		2	Acc2	SPC	341,14	49,42	4,37	-4,16	3,90	1,95	
		3	Acc2	SPC	39,20	208,31	1,57	0,59	3,90	1,95	

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de traction (voile entièrement tendue), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de l'acier($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$).

TableauV.19: Vérification des contraintes des voiles pour les étages

RDC 1er 2éme(Suivant X et Y)**.**

Niveau	section	Cas	N (KN)	Ms (KNm)	σ_b (MPA)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Verification
Entre-sol,RDC	0,15 x 5	1	-8,16	28,89	0,06	1,36	15	201,63	CV
		2	764,57	7,53	1,03	105,89	15	201,63	CV
		3	-2,04	26,04	0,04	0,28	15	201,63	CV
1er,2éme,3éme	0,15x5	1	15,75	27,30	0,06	2,65	15	201,63	CV
		2	-556,34	10,09	0,76	77,05	15	201,63	CV
		3	-6,50	19,99	0,04	0,89	15	201,63	CV
4éme,5éme6éme	0,15x5	1	-4,69	14,45	0,03	0,78	15	201,63	CV
		2	-302,14	15,67	0,43	41,84	15	201,63	CV
		3	-4,58	10,63	0,02	0,62	15	201,63	CV

V.4.1.1. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

TableauV.20: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages

Niveaau	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm²)	Ah calculée (cm²)	Ah choisie (cm²)	St (cm)
Entre-sol,RDC	0,15 x 5	15	356	42,98	28,65	26 HA 12=29,45	10
1er,2éme,3éme	0,15 x 5	15	288	20,36	13,57	14 HA 12= 15,03	13
4éme,5éme6éme	0,15 x 5	15	288	18,10	12,06	12HA 12=13,57	15

V.4.1.2. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

- **Autres recommandations : (CBA93 et RPA2003)**

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux A_l.
- ✓ Des aciers transversauxA_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

Linteau long : $S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$$\bar{V} = 1{,}4 V_u$$

Linteau court : $S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + (A_t \times f_e)}$ $V = \min(V_1 ; V_2)$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj}moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :$M_c = V_l \times f_e \times Z$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin\alpha} \qquad \text{Avec} \qquad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

- **Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \ (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants

TableauV.21: Choix de la méthode de calcul.

Type	a (cm)	L (cm)	h (cm)	Combinaison	V (KN)	1,4V (KN)	τ(Mpa)	0,06 Fc28
Type1	15	140	311	G+Q+Ey	62,34	87,27	0,20	1,5
Type 2	15	140	243	G+Q+Ey	12,19	17,07	0,05	1,5

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ → A_D=0 (pas d'armatures en diagonales)

Tableau V.22: Calcul des armatures

Armatures longitudinales			Armatures transversals			Armatures de peau		
A et A' Cal(cm²)	A et A' RPA(cm²)	A et A' choisie (cm²)	$A_{t\ cal}$ (cm²)	$A_{t\ RPA}$ (cm²)	$A_{t choisie}$ (cm²)	$A_{c cal}$ (cm²)	$A_{c RPA}$ (cm²)	$A_{c choisie}$ (cm²)
0,68	6,99	2HA10=1,57	0,26	0,33	2HA8 =1,01	1,89	9,33	10HA12 =11,31
0,83	5,46	4HA10=3,14	0,05	0,33	2HA8 =1,01	3,00	7,29	10HA10 =7,90

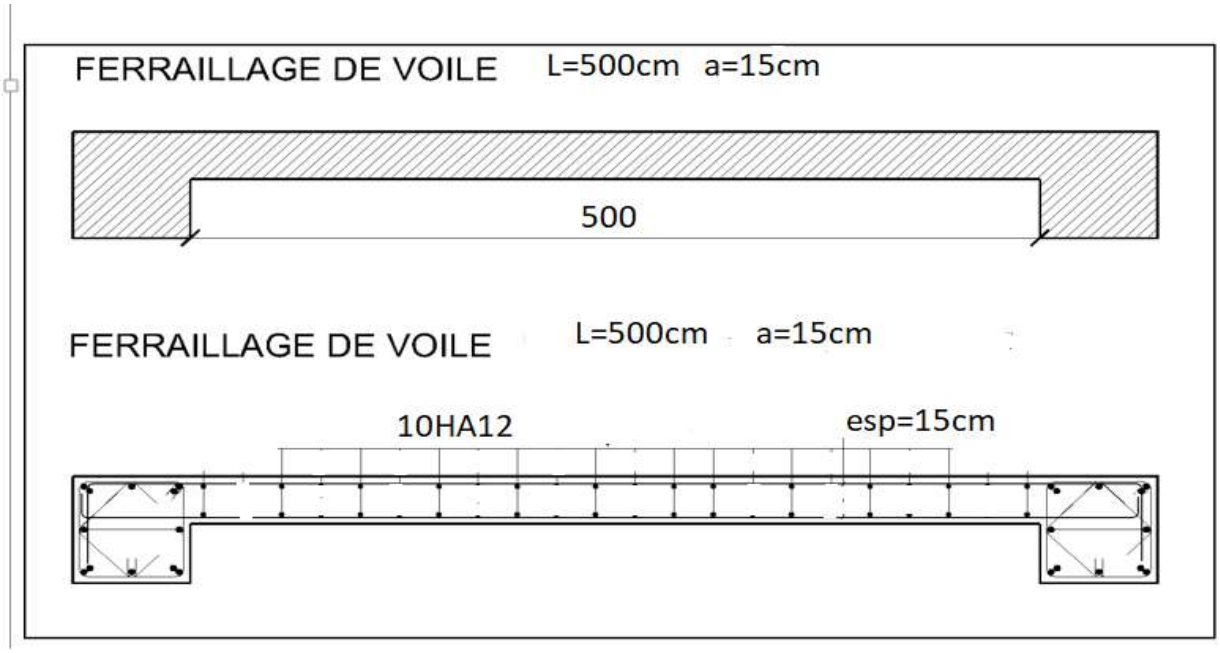


Figure V.3: Disposition du ferraillage des voiles

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.3.1. 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 :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 0{,}8 \text{ bar}$$

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 nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1{,}5 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 16{,}5\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}30\ bar$$

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.3.2. 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. Méthode de calcul

VI.4.1. Semelle isolée sous poteaux

Les méthodes de calcule choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

. Si cette condition vérifie

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_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 $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Si on remplace A par : } A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

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 :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 0{,}8\text{bar} = 0{,}08\text{MPa} \quad , \quad a = b = 45\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

NB : S1 semelle isolée sous poteau de rive

S2 semelle isolée sous poteau intermédiaire

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

Niveau	**Semelle**	**Comb**	**N (kN)**	**A (m)**	**B (m)**	**h (cm)**	**A_{ch} (m)**	**B_{ch} (m)**	**h_{ch} (cm)**
Entre-sol	S1	ELS	1024,41	3,58	3,58	81	3,60	3,60	85
	S2	ELS	1191,10	3,86	3,86	88	3,90	3,90	90
RDC	S1	ELS	738,79	3,04	3,04	67	3,10	3,10	70
	S2	ELS	965,31	3,46	3,46	78	3,50	3,50	80

VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression des semelles :

Pour la Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles, On doit vérifie que $l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$

Avec A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent

Au niveau 1

L=4,20 m , $\frac{1,5}{2}$(3,60+3,90) = 5,62 $\geq$ 4,20

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe y), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

Au niveau 2

L=3,50 m , $\frac{1,5}{2}$(3,10+3,50) = 4,95 $\geq$ 3,50

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

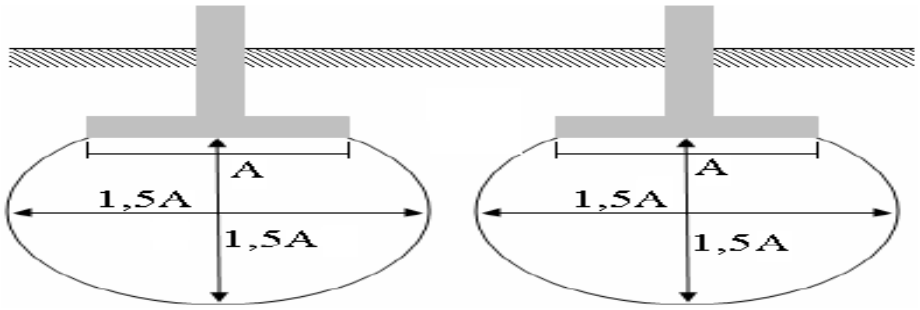


Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-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 fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$[A.\overline{\sigma_{sol}}]B^2 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

$$\Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G=50cm

d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D=50cm

NB : **S-F1** semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau intermédiaire)

S-F2 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau de rive)

S-F3 semelle filante sous voile

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Niveau de l'Entre-sol)

Semelle	A (m)	M (kN.m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S-F1	5,2	2,43	1191,1	0,8	286,93	290	49,25	50
S-F2	4	13,40	1365,10		429,52	430	99,25	100
S-F3	1	0,51	418,27		523,20	530	124,25	125

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Niveau du RDC)

Semelle	A (m)	M (kN.m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S-F1	5,2	0,31	965,31	0,8	232,14	235	50,5	55
S-F3	1	0,06	234,87		293,66	300	66,75	70

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.4 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes (Niveau 1)

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1,5\ x(\frac{B+B'}{2})$	$L > 1,5\ x\ (\frac{B+B'}{2})$
S-F1	**S-F2**	4,2	2,90	4,30	5,4	CNV
S-F2	**S-F3**	4,7	4,30	5,30	7,2	CNV

Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes (Niveau 2)

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1,5\ x(\frac{B+B'}{2})$	$L > 1,5\ x\ (\frac{B+B'}{2})$
S-F1	**S-F2**	3,5	2,35	3,00	4,01	CNV

VI.4.2.3. Vérification des semelles filantes croisées

N_{ser} = 20880,89 kN ; L_1=24,30 m ; L_2=9,50 m ; L_3 =13,14 m ; L_4 = 12,66 m ; L_5 =12,30 m

L_6 =8,90 ; $L=3L_1+L_2+L3+L_4+L_5+4L_6-17x2,5=113,80$ m

$$B \geq \frac{\sum N}{Lx\overline{\sigma_{sol}}}$$

Tableau VI.6 : Vérification les semelles filantes croisées

L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (m)
113,80	20880,89	0,8	229,36	2,30

D'après ce résultat, on peut dire que le choix des semelles filantes n'est pratique avec une largeur de 2,30 m, qui laisse 80 cm entre les semelles pour une distance entre axes égale à 3,10 m. a cet effet, on va adopter un radier général pour facilité l'exécution et minimiser le ferraillage avec un temps de réalisation plus court et bien évident une meilleure stabilité de l'infrastructure.

VI.4.3. Etude du Radier général

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la Construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal Supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui Les supportent :

$$\Sigma N_{ser} = 20880,89 \text{ (kN)}$$

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.

- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La facilité d'exécution.

a) Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max}=\frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour $\begin{cases} N_{ser} = 20880,89\ kN \\ \sigma_{sol} = 0.8\ bar \end{cases}$

On trouve: S=269 m^2

La surface du bâtiment S_b=307,77 m^2

On remarque que ($S_{str} > S_{rad}$), alors on doit prévoir un débord minimum pour le radier, tel que : $L_{débord} \geq \max\left(\frac{hr}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{25}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30$ cm

On prend un débord de 60 cm, d'où la surface du radier devient :

$$S_{rad}=S_{str}+S_d=357,21 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est 357,21 m^2

b) Vérification des contraintes du sol

IL faut vérifier que :

W/S<σ_{sol}

Tel que :

W : poids total de la structure →W=27703,42 KN

S : surface du radier→S=357,21 m^2

Avec:

W/S=27703,42 /357,21 m^2=77,55 KN/m^2 < σ_{sol}=80 KN/m^2

Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage

VI.4.3.1. Pré dimensionnement de radier

a) Détermination de l'épaisseur de la Dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire**

$\frac{L_{max}}{25} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{20}$ Avec:

L_{max} = la longueur maximale entre les axes des poteaux.

L_{max} = 4,55 m ⟹ 18,20cm ≤ h_r ≤ 22,75cm → h_r =25cm

- **Vérification au poinçonnement**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérification la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Il faut vérifier également que : $N_u \leq 0{,}045.\mu_c.h.f_{C28}/\gamma_b$

Tel que :

N_u: Effort normal maximum dans les poteaux. ⟾ N_u =1635,81KN

μ_c : Périmètre du contour de l'aire du poteau sur lequel agit la charge dans le plan de fouillé moyen.

h : épaisseur de la dalle. μ_c =2(a+b+4h)

Donc : 1635,81KN ≤ 0,045μ_c .h.25/1,5 → 1635,81KN ≤ 1822,5 kN

On prend : h_r = 25cm

- **Condition de résistance au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA (article. A.5.1)

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0{,}07.\ f_j/\gamma_b$

Avec :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b=1,15 ; b=1m d=0,9h Avec :

$$V_u = \frac{q_u \, x \, L_{max}}{2} = \frac{\mathrm{N_u}}{S_{rad}} x \frac{L_{max}}{2}$$

L_{max} = la plus grande portée de la dalle = 4,55 m

$$\tau_u = \frac{\mathrm{N_u}}{S_{rad}} x \frac{L_{max}}{2} x \frac{1}{bx0{,}9f_{cj}} \leq \frac{0{,}07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{\mathrm{N_u}.L_{max}.\gamma_b}{S_{rad}.b.0{,}9.2x0{,}07 f_{cj}}$$

Pour :

$$\begin{cases} \mathrm{N_u} = 32708{,}07 \text{ kN} \\ S_{rad} = 307{,}77\ m \\ L_{max} = 4{,}55\ m \qquad \Rightarrow h \geq 21{,}80 \\ \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{cj} = 25\ MPa \end{cases}$$

Les résultats donnée par les trois conditions on prend l'épaisseur maximale donc :

hr =30cm

VI.4.3.2. Dimensionnement de nervure

- **Condition de coffrage: (largeur de la nervure)**

$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{455}{10}$ = 4,55 cm

On adopte : b = 45 cm

Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$\frac{L_{max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} = 4,55 m $\Longrightarrow$ 30,33 cm $\leq h_1 \leq$ 45,50 cm $\rightarrow h_1$ =45 cm

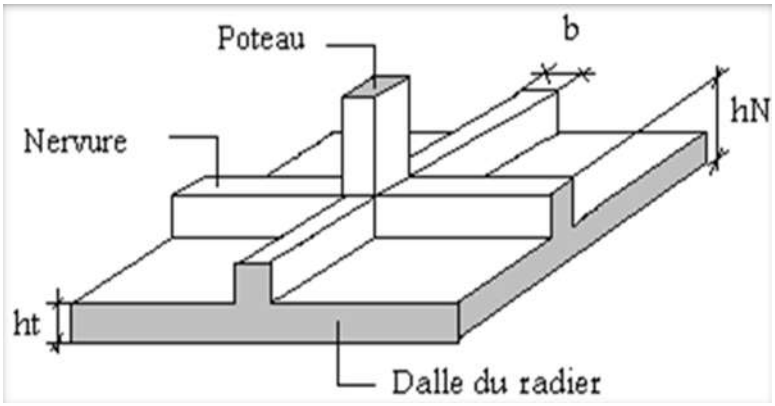


Figure VI.2:Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

- **Condition de rigidité**

On ne pourra pas apprécier si la répartition uniforme des contraintes peut être adoptée que grâce au calcul de la longueur élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.K.I}{Kb}}$$

I : inertie du radier on prenant une bande de 1 m.

b : largeur (1m).

K : coefficient de raideur du sol.

$0{,}5 \leq K \leq 12(Kg\ cm^2)$

K=4Kg/cm2 → Pour un sol de densité moyenne

$E=2{,}1 \times 10^5 MPA$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3.K.(2L)^4}{E.(\pi)^2}} = \sqrt[3]{\frac{3.0.5.10\text{^}2.(2.4550)^4}{32164{,}19.(\pi)^2}} \rightarrow h \geq 32{,}02\ cm$$

On adopter :h_{n2} = 50cm

La dimension des nervures est :b x h = 45x50cm^2

3-Caractéristiques géométriques du radier

a) Position du centre de gravité:

X_G = 4,22 m

Y_G = 13,9 m

b) Moments d'inertie:

I_{xx} = 76735,18 m^4

I_{yy} = 9716,89m^4

- **Vérification de la stabilité du radier**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5

Avec :

M_s = Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R = Moment de renversement dû aux forces sismique

Avec:

$M_R=\Sigma M_0+V_{0h}$

M_0: Moment à la base de la structure.

V_0: L'effort tranchant maximes à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$h = h_{SOUS\text{-}SOL} + h_{RADIER} = 4{,}36$ m

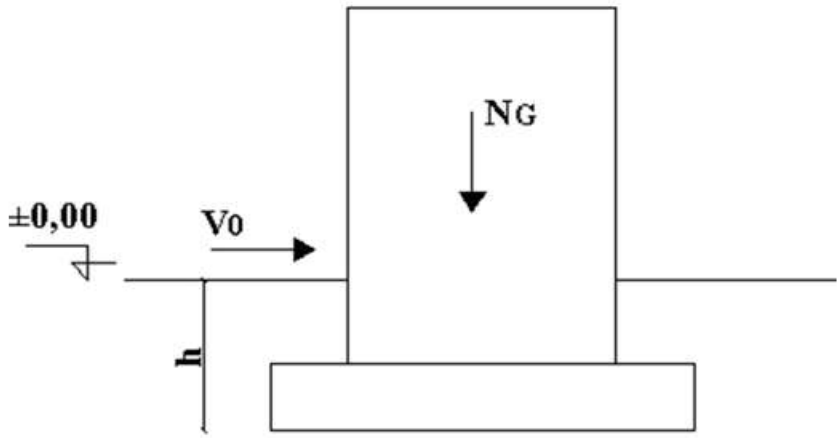


Figure VI.3:Schéma statique du bâtiment

Sens x-x

Moment de renversement M_{rev}

M_0=1237,9 kN.m ; V_0=384,64kN ; h=4,36 m

Donc: M_R=2914,9304 kN.m

Moment stabilisant Ms

$N_G=N_{G1}+N_{G2}+N_{G3}$

Avec:

N_{G1}: Poids propre de la superstructure.

N_{G2}: Poids propre de l'infrastructure.

N_{G3}: Poids propre du radier.

On a:

N_{G1}+ N_{G2}=27703,42 KN

$N_{G3}=\rho_b.S.h=25x307,77x0,30=2679,075$ KN

Donc: N_G=31165,8325 KN

$M_s=N_G.\ X_G$=128214,13 m

$\frac{M_S}{M_R}$ = 43,99 > 1,5 Vérifiée

Sens y-y

Moment de renversement M_{rev}

M_0=1237,9 kN.m ; V_0=408,15kN ; h=4,36 m

Donc: M_R=3017,434 kN.m

Moment stabilisant Ms

$M_s=N_G.\ X_G$=422316,68 kN.m

$\frac{M_S}{M_R}$ = 139,96 > 1,5 Vérifiée

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

4-Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par N_{SER} = 20880,89kN

Sollicitation du premier genre :

À l'ELS $\sigma_{ser}= \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{20880,89}{357,21}$ = 58,46 kN/m^2

σ_{ser}= 58,46 kN/m^2 < σ_{sol}= 80 kN/m^2 Vérifiée

Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ;σ_2)

Avec :

$\sigma_1= \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$

$\sigma_2= \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$

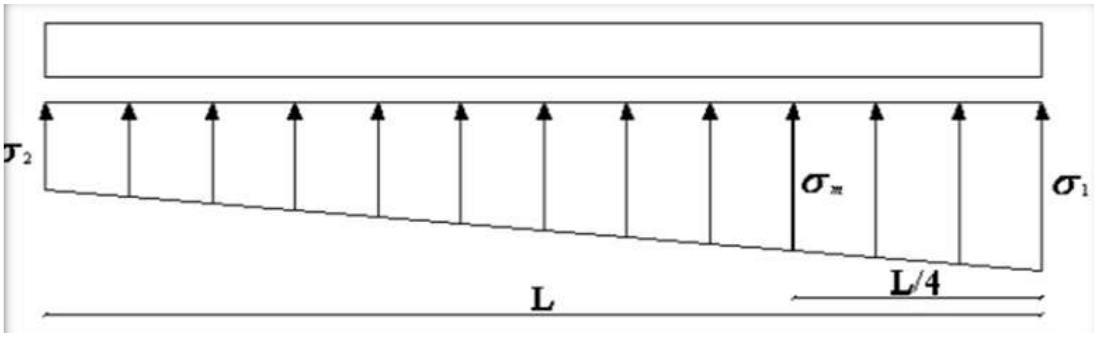


Figure VI.4:Contraintes sous le radier

On vérifier que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

ELS :

N_{SER} = 20880,89kN

M est le moment de renversement.

σ_{sol}= 80 kN/m^2

Tableau VI.07: Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1(kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$(kN/m^2)
Sens x-x	58,62	58,30	58,54
Sens y-y	62,77	54,14	60,61
Vérification	$\sigma_1 < 1{,}5\sigma_{sol} = 120$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$=106,4

ELU :

N_u = 32708,07kN

M est le moment de renversement.

σ_{sol}= 80 kN/m^2

Tableau VI.08: Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1(kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$(kN/m^2)
Sens x-x	91,73	91,41	91,65
Sens y-y	95,88	87,25	93,72
Vérification	$\sigma_1 < 1{,}5\sigma_{sol} = 120$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$=106,4

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

- **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

- ELU : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 93{,}72$ kN/m^2
- ELS : $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 60{,}61$ kN/m^2

VI.4.3.3. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cote est sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérer comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatique en travées et sur appuis.

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée très préjudiciable.

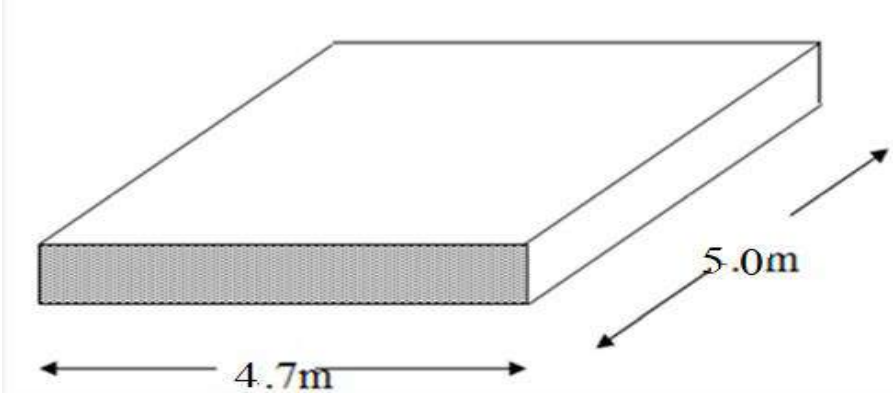


Figure VI.05:Schéma de panneau le plus sollicité

a) Détermination des efforts

Tableau VI.09 : Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux

	E.L.U	E.L.S
M_{tx}(KN.m)	65,06	49,31
M_{ty}(KN.m)	56,35	44,81
M_{ax}(KN.m)	43,37	32,87
M_{ay1}(KN.m)	43,37	32,87
M_{ay2}(KN.m)	26,02	19,72

b) Calcul du ferraillage

Tableau VI.10: Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	M_u(KN.m)	μ	α	d(cm)	A_{sca}(cm^2)	choix	$A_s$adp(cm^2)	S_t(cm)
Travée	x-x	65,06	0,0323	0,984	405	5,43	7HA12	7,92	15
	y-y	56,35	0,0280	0,986	405	4,69	7HA12	7,92	15
Appuis	x-x	43,37	0,0215	0,989	405	3,60	5HA14	5,65	20
	y-y1	43,37	0,0215	0,989	405	3,60	5HA14	5,65	20
	y-y2	26,02	0,0129	0,994	405	2,15	5HA14	5,65	20

c) Vérifications nécessaires

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes :

	Sens	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm^2)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
Travée	x-x	49,31	7,92	3,02	15	165,59	201,63	CV
	y-y	44,81	7,92	2,74	15	150,48	201,63	CV
Appuis	x-x	32,87	5,65	2,31	15	153,08	201,63	CV
	y-y1	32,87	5,65	2,31	15	153,08	201,63	CV
	y-y2	19,72	5,65	1,39	15	91,84	201,63	CV

VI.4.3.4 Ferraillage des nervures

a) Calcul des armatures

Tableau VI.12: Ferraillage des nervures

	M_u(KN.m)	μ	α	d(cm)	A_{sca}(cm^2)	choix	$A_s$adp(cm^2)
Travée	238,51	0,17	0,906	45	16,10	4HA12+8HA14	16,84
Appuis	140,30	0,10	0,947	45	9,06	6HA14	9,24

b) Vérifications nécessaires

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm^2)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
Travée	**x-x**	153,97	16,84	0,81	15,00	241,33	201,63	CV
Appuis	**x-x**	90,57	9,24	0,42	15,00	245,51	201,63	CV

Tableau VI.14: Espacement des armatures transversales

	Section(cm^2)	Zone	S_t RPA99 (cm)	S_t BAEL91 (cm)	S_t choisit(cm)
Nervures	45x50	Courante	27,50	40	15
		Nodale	13,75		10

Tableau VI. 15: Choix des armatures transversales

	Section (cm^2)	Zone	S_t (cm)	$\emptyset_t$	A_t calculée (cm^2)	A_t choisit (cm^2)	Choix des barres
Nervures	45x50	Courante	15	8	1,80	2,01	4HA8
		Nodale	10		1,20	2,01	4HA8

VI.4.3.5 Ferraillage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 0,60m, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

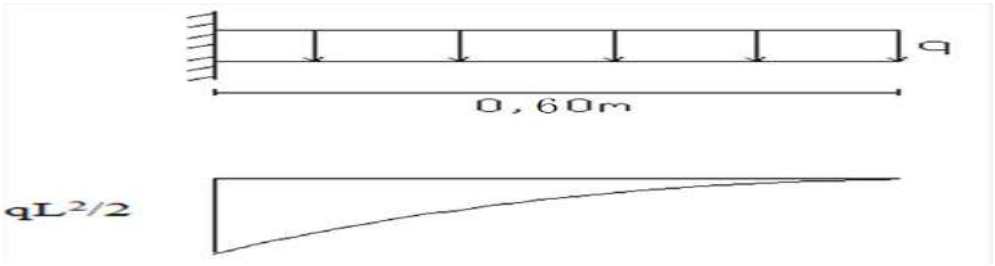


Figure VI. 6:Diagramme de moment fléchissant

Tableau VI.15: Ferraillage des débords

M_u(KN.m)	μ	α	d(cm)	A_{sca}(cm^2)	choix	$A_s$adp(cm^2)
16,87	0,02	0,99	264	1,85	3HA12	3,39

Le ferraillage de débord sera la continuité du ferraillage du radier.

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une zone de forte sismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un bâtiment en Entre-sol+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 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 obtenue pour une structure autostable de 0,86 à 0,54 s. cette rigidité est clairement traduite par un nombre élevé de modes (62 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il est à noter ici que la modélisation dés éléments secondaires, notamment les porte-à-faux, peut être aussi perturbée le nombre final des modes de la participation massique.

- ✓ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x30) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14) et même pratique sur le plan exécutif. Il est à noter ici que la section des poutres principales initialement choisie (30x35) a été augmentée de 5 cm de hauteur afin d'avoir ce ferraillage et éviter bien évident d'utiliser le HA16. Cette augmentation a été faite pour que la condition de contrainte à l'ELS soit vérifiée de part, et pour éviter le chevauchement des barres, la ségrégation du béton lors de coulage et surtout pour faciliter la manipulation pour les ferrailleurs pour avoir la meilleure disposition constructive d'autre part.

- ✓ 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 4HA12 au niveau des appuis qui doivent etre disposées de façon symétrique selon les recommandations du règlement RPA2003.

- ✓ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable sous l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendues dans les poteaux pour tous les étages avec un effort de traction sous la combinaison 0,8G-E.

- ✓ Finalement, pour l'infrastructure, le radier général était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées et même filantes.

- ✓ 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

ANNEXE 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL 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

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$-\mu_l = 0.392$$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que I_f estdéfini 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:

$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}$ et $f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$

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

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

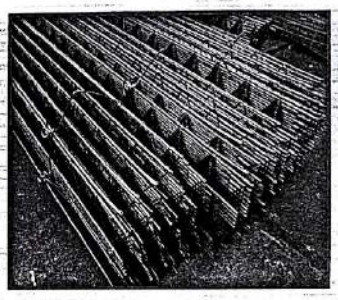
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

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

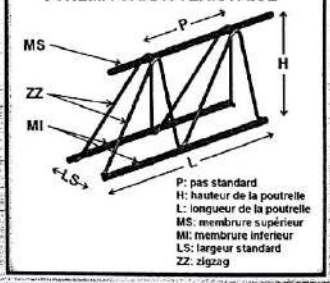


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

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 inférieur
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 craté :

± 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

ANNEXE 3

VERIFICATION DE LA FLECHE - 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($0,75 \leq k \leq 0,85$).-

ANNEXE 4

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.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \end{cases}$$

- 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 5
TREILLIS SOUDES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحـــديد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

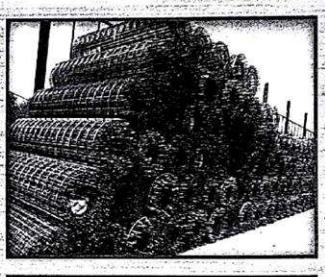
C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

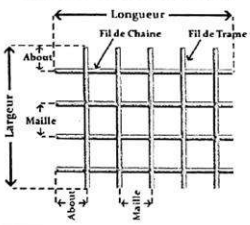
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

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

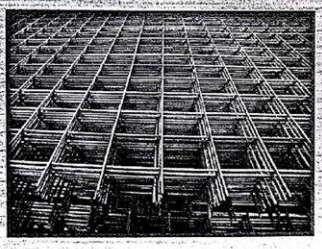
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

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

ANNEXE 6

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 :

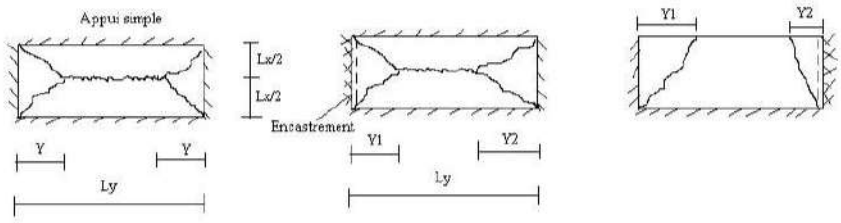
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

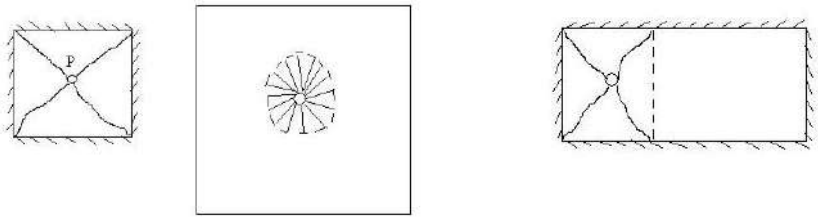
Un encastrement par une double hachure-

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 égal 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 7

METHODE 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 : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ \xi = 7$

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 :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

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: $T_x = 0{,}507\ sec$, $T_y = 0{,}553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}.$$