REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment à usage de santé (une polyclinique) en sous-sol + RDC + 10 étages

---

Présenté par

LOUKKAD Hicham

ASKRI Abdelmoumen

Proposé et Dirigé par

Pr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juillet 2020

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي + عشرة طوابق) ذات إستعمال صحي (عيادة متعددة الخدمات) و المقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

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

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

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

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage de santé (une polyclinique) en sous-sol + RDC + 10 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 basé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 10floors), of health use for (a polyclinic). 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 «SAP2000 V20.2.0 »

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

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

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions Dieu le plus puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif et nous a guidé au bon chemin pour réaliser ce travail.

Nous remercions notre promoteur le Professeur KHELLADI MOHAMMED avec qui nous avons eu le privilège de travailler. Votre sérieux, votre compétence et votre sens du devoir nous ont énormément marqué. Aussi, ce travail est pour nous l'occasion de vous témoigner notre profonde gratitude.

Nous remercions le staff universitaire et plus précisément nos enseignants qui ont contribué a notre formation durant notre parcours.

A Messieurs les membres du jury, qui nous ont honoré de présider et d'examiner ce modeste travail, veuillez trouvez ici l'expression de notre grand respect et nos vifs remerciements.

Un remerciement particulier et sincère à Mr. OULD TURKI BENAISSA pour tous ses efforts fournis et pour sa présence permanente et son aide précieuse.

A tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens trouvent ici l'expression de nos sincères reconnaissances.

DEDICACES

À mes chers parents, source du courage et l'exemple du dévouement qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous vos sacrifices et rien au monde ne vaut les efforts fournis jours et nuits pour mon éducation et mon bien être ; Que ce travail sois la réalisation de vos souhaits tant attendus.

À ma chère sœur et mon petit frère.

Je tiens à remercier mon Binôme Abdelmoumen ASKRI avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pour la réalisation de ce modeste travail.

A mes collègues avec qui nous avons tracé le chemin du GÉNIE CIVIL tous ensemble ainsi que tout mes amis sans exception……. Je dis Merci.

HICHAM.

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

À Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

À Ma sœur.

Je remercie mon ami HICHAM Lokkad qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Mes amies

À Tous mes collègues de 2émes année master génie civil.

Promotion 2019/2020.

Abdelmoumen.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 1

I.1. INTRODUCTION : 1

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 1

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES : 1

I.3.1. Dimensions en élévation 1

I.3.2. Dimensions en plan : 1

I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE : 1

I.4.1. Classification de la zone : [Art 3.1 RPA99v2003] 1

I.4.2. Classification du sol 1

I.4.3. Classification de l'ouvrage 2

I.4.3.1. Selon leur importance 2

I.4.3.2. Selon leur configuration 2

I.4.3.2.1. Régularité en plan : [Art 3.5.A RPA99v2003] 2

I.4.3.2.2. Régularité en élévation : [Art 3.5.B RPA99v2003] 2

I.4.4. Classification du système de contreventement : [Art 3.4.A RPA99v2003] 2

I.5. ELEMENTS DE L'OUVRAGE : 2

I.5.1. Planchers : 2

I.5.2. Maçonnerie : 2

I.5.3. Escaliers : 2

I.5.4. Acrotère : 3

I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : 3

I.6.1. Béton : [Art A.2.1 CBA93] 3

I.6.2. Acier : [Art A.2.2 CBA93] 3

I.6.3. Sol : 3

I.7. PLANS D'ARCHITECTURE : 4

I.7.1. Plan de sous-sol : 4
I.7.2. Plan de rez-de-chaussée : 5
I.7.3. Plan d'étage courant : 6

CHAPITRE II : PREDIMENSIONEMENT
II.1. INTRODUCTION 5
II.2. PLANCHERS 5
II.2.1. Pré dimensionnement 5
II.2.1.1. Plancher à corps creux 5
II.2.1.2. Plancher en dalle pleine 6
II.2.2. Évaluation des charges 6
II.2.2.1. Charges permanentes 6
II.2.2.1.1. Maçonnerie 6
a) Mur intérieur 6
b) Mur extérieur 7
II.2.2.1.2. Plancher de terrasse 7
a) Corps creux 7
II.2.2.1.3. Plancher d'étage courant 7
a) Corps creux 7
b) Dalle pleine 8
II.2.2.2. Charges d'exploitations 8
II.3. POUTRES 8
II.4. pré-dimensionnement POTEAUX 9
II.4.1. Etapes de pré-dimensionnement 9
II.4.2. Calcul de l'effort normal limite 10
II.4.1. Choix du poteau le plus sollicité 11
II.4.1. Calcul des charges revenant aux poteaux 12
II.4.1.1. Charges permanentes 12
II.4.1.1. Charges d'exploitations 12

II.4.2. Calcul de l'effort normal ultime 13
II.4.3. Vérification des conditions 14
II.4.3.1. De l'article [7.4.1 RPA99v2003] 14
II.4.3.2. De l'article [7.5.1 RPA99v2003] 14
II.5. voiles 15
II.6. CONCLUSION générale 16

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES. 15
III.1. ACROTÈRE 16
III.1.1. Introduction 16
III.1.2. Evaluation des charges 16
III.1.3. Détermination des efforts 16
III.1.4. Ferraillage (à l'ELU) 16
III.1.4.1. Données 16
III.1.4.2. Armatures 17
III.1.5. Espacement 17
III.1.6. Vérifications 17
III.1.7. Schéma de ferraillage 17
III.2. ESCALIERS 18
III.2.1. ESCALIERS 1 18
III.2.2. Pré dimensionnement 18
III.2.3. Evaluation des charges 19
III.2.3.1. Paillasse 19
III.2.3.2. Palier 19
III.2.3.3. Combinaison des charges 19
III.2.4. Détermination des efforts 20
III.2.5. Ferraillage (à l'ELU) 21
III.2.5.1. Armatures 21
III.2.5.1.1. Principales 21
III.2.5.1.2. De répartition 21
III.2.6. Espacement 21

III.2.7. Vérifications 22
III.2.7.1. Des contraintes 22
III.2.7.1. De la flèche 22
III.2.8. ESCALIERS 2 22
III.2.9. Pré dimensionnement 22
III.2.1. Evaluation des charges 23
III.2.1.1. Paillasse 23
III.2.1.2. Palier 23
III.2.1.3. Combinaison des charges 23
III.2.2. Détermination des efforts 24
III.2.3. Ferraillage (à l'ELU) 25
III.2.3.1. Données 25
III.2.3.2. Armatures 25
III.2.3.2.1. Principales 25
III.2.3.2.2. De répartition 25
III.2.4. Espacement 25
III.2.5. Vérifications 26
III.2.5.1. Des contraintes 26
III.2.5.1. De la flèche 26
III.3. calcul de la poutre paliere 26
III.3.1. Introduction 26
III.3.2. Pré dimensionnement 26
III.3.3. Evaluation des charges 27
III.3.4. Calcule de ferraillage à l'ELU 28
III.3.5. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements 28
III.3.6. Vérifications à l'ELS 28
III.3.1. Vérification de cisaillement de la poutre palière 28
III.3.2. Calcul des armatures transversales 29
III.3.1. Vérification de la fléche 29
III.4. PLANCHER a corps creux 30
III.4.1. POUTRELLES 30

III.4.2. Dimensions 30
III.4.3. Calcul 30
III.4.3.1. Avant coulage : [B.6.8.4.1.2 CBA93] 30
III.4.3.1.1. Evaluation des charges 30
III.4.3.1.2. Calcul des étaiements 30
III.4.3.2. Après coulage 31
III.4.3.2.1. Evaluation des charges 31
III.4.3.2.2. Détermination des efforts 32
III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) 32
a) Données 32
a) Armatures 33
III.4.3.2.4. Vérifications 33
a) Des contraintes 33
III.4.1. Dalle de compression [B.6.8.4.2.3 CBA93] 33
III.4.2. Schéma de ferraillage 34
III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE) 34
III.5.1. Introduction 34
III.5.2. Dalle encastrée sur deux appuis 34
III.5.2.1. Evaluation des charges 34
III.5.2.2. Détermination des efforts 35
III.5.2.3. Ferraillage (à l'ELU) 35
III.5.2.3.1. Données 35
III.5.2.3.2. Armatures 35
III.5.2.3.3. Espacement 36
III.5.2.4. Vérifications 36
III.5.2.4.1. Vérification Des contraintes 36
III.5.2.5. Vérification De la flèche 36
III.5.2.5.1. Vérification De la flèche 37
III.5.3. Dalle encastrée sur trois appuis : 37
III.5.3.1. Evaluation des charges : 37
III.5.3.2. Détermination des efforts 37

III.5.3.3. Ferraillage (à l'ELU) 38
- Données 38
III.5.3.3.1. Armatures 38
III.5.3.3.2. Espacement 38
III.5.3.4. Vérifications 39
III.5.3.4.1. Vérifications Des contraintes 39
III.5.3.4.2. Vérification De la flèche 39
III.5.4. Dalle encastrée sur quatre appuis 39
III.5.4.1. Evaluation des charges 39
III.5.4.1. Détermination des efforts 40
III.5.4.1. Ferraillage (à l'ELU) 41
Données 41
III.5.4.1.1. Armatures 41
III.5.4.1.2. Espacement 41
III.5.4.1. Vérifications 41
III.5.4.1.1. Vérifications Des contraintes 41
III.5.4.1.2. Vérification De la flèche 42
III.6. Dalle machine : 42
III.6.1. Introduction 42
III.6.2. Pré dimensionnement de la dalle : 42
III.6.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation : 42
III.6.4. Détermination des sollicitations : 43
III.6.5. Calcul de ferraillage à L'ELU : 44
III.6.1. Vérification des contraintes à L'ELS : 44

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.

IV.1. INTRODUCTION 46
IV.2. DISPOSITION DES VOILES 46
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL [ART 4.1.2 RPA99V2003] 47
IV.4. MODELISATION [ART 4.3.2.B RPA99V2003] 47
IV.5. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES 48

IV.5.1. Centre de masse....48
IV.5.2. Centre de rigidité....48
IV.5.3. Excentricité théorique et admissible [Art 3.5.1.A2 RPA99v2003]....49
IV.5.1. Spectre de réponse [Art 4.3.3 RPA99v2003]....50
IV.5.2. Coefficient d'accélération [Tab 4.1 RPA99v2003]....50
IV.1.1. Pourcentage d'amortissement critique [Tab 4.2 RPA99v2003]....50
IV.5.3. Facteur de correction d'amortissement [Art 4.2.3 RPA99v2003]....51
IV.5.4. Justification du coefficient de comportement [Art 3.4.A.2 RPA99v2003]....51
IV.5.4.1. Suivant l'axe (X)....51
IV.5.4.1. Suivant l'axe (Y)....52
IV.5.5. Facteur de qualité [Tab 4.4 RPA99v2003]....52
IV.5.6. Périodes caractéristiques [Tab 4.7 RPA99v2003]....52
IV.6. RESULTATS DES ANALYSES DYNAMIQUES....53
IV.6.1. Analyse modale : [Art 4.3.4 RPA99v2003]....53
IV.6.1.1. Comportement modal de la structure....53
IV.6.1.1. Participation massique....53
IV.6.2. Analyse statique et dynamique....54
IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]....54
IV.6.2.2. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]....54
IV.6.2.3. Vérification du déplacement en tête [Art 4.4.3 RPA99v2003]....55
IV.6.2.3.1. Suivant l'axe (X)....55
IV.6.2.3.2. Suivant l'axe (Y)....55
IV.6.2.4. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.3 RPA99v2003]....56
IV.6.2.4.1. Suivant l'axe (X)....56
IV.6.2.4.2. Suivant l'axe (Y)....57
IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments....57
IV.6.2.5.1. Poutres [Art A.5.1 CBA93]....57
IV.6.2.5.1. Poteaux [Art 7.4.3.2 RPA99v2003]....58

a) Suivant l'axe (X) 58
b) Suivant l'axe (Y) 58
IV.6.2.5.2. Voiles [Art 7.7.2 RPA99v2003] 58
a) Suivant l'axe (X) 59
b) Suivant l'axe (Y) 59
IV.6.2.6. Vérification de l'effort normal réduit [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] 59
IV.6.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]. 60
IV.7. CONCLUSION 61

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux. 62
V.1. Introduction 63
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES 63
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 63
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 64
V.2.3. Vérification de la flèche 64
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres 66
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 66
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX 68
V.3.1. Armatures longitudinales 68
V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal 68
V.3.1.1.1. Selon le CBA93 : 68
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 69
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 71
V.3.2. Armatures transversales 71
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 74
V.4.1. Ferraillage des trumeaux : 74
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales : 74

V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS 75
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC [1] 75
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 76
V.4.1.5. Armatures d'attache 76
V.4.2. Ferraillage des linteaux 76
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau b \leq 0,06 f c28}$) 77
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 77
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 77
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau b} \leq 0{,}06.f_{c28}$) 77
a) Aciers diagonales 77
b) Armatures longitudinales 78
c) Armatures transversales 78
d) Armatures de peau 78

CHAPITRE VI :
V.1. INTRODUCTION 78
V.2. CONNISSAINCE DU SITE ET DU SOL 78
V.3. ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE 78
V.4. LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE A'ELS 79
V.5. CALCULLE LES SEMLLES ISOLEES 79
V.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 79
V.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 80
V.5.3. Les semelles isolées 81
V.5.3.1. Verifications des contraintes 81
V.5.3.2. Vérification de la stabilité au renversement 81
V.5.3.3. Vérification de poinçonnement 81
V.6. CALCULE DES SEMELLES FILANTES 81
V.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 82
V.6.2. Vérification de la stabilité au renversement 82

V.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 83
V.6.4. Ferraillage des semelles filantes 83
V.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux 83
V.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile 84
V.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage 84
V.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage [2] 85
V.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU [2] 85
V.6.8. Ferraillage Poutre de libage 85
V.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis 86
V.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui 86
V.6.8.1. Vérification des contraintes normales a L'ELS 87
V.6.8.2. Armature transversales 87
V.6.8.3. Vérification de la flèche a L'ELS 87
V.6.8.4. Armatures de peau [2] 88
V.7. FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES 89
V.7.1. Calcul de la poussée des terres 89
V.7.2. Calcul de ferraillage a l'ELU 90
V.7.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] 90
V.7.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2] 90

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II. 1.Coupe du plancher à corps creux. 5
Figure II. 2..La surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité. 11
Figure II. 3.Vue en plan et vue en 3D du voile. 15

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1..Dimensions de l'acrotère. 18
Figure III. 2.Schéma statique de l'acrotère. 18
Figure III. 3.Section de calcul. 18
Figure III. 4.Schéma d'escalier deux volée 20
Figure III. 5.Schéma statique d'une volé 20
Figure III. 6.Distibution des charges à l'ELU et à l'ELS 22
Figure III. 7.Diagramme retenu des moments à l'ELS e àl l'ELU. 22
Figure III. 8.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 22
Figure III. 9Section de calcul. 23
Figure III. 10.Schéma du volée à étudier. 24
Figure III. 11.Schéma d'escalier trois volée. 24
Figure III. 12.Combinaisons des charges 26
Figure III. 13.Diagramme retenu des moments à l'ELU 26
Figure III. 14.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 26
Figure III. 15.Section de calcul. 27
Figure III. 16.Schémas statique de la poutre palière. 28
Figure III. 17.Poutrelle après coulage. 32
Figure III. 18.Distribution des charges. 32
Figure III. 19.Distribution des charges avec quatre étaiements 33
Figure III. 20.Diagrammes des efforts du plancher d'étage courant. 34
Figure III. 21.Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant). 36
Figure III. 22.Schéma statique de la dalle. 36
Figure III. 23.Lignes de rupture de la dalle. 37
Figure III. 24.Schéma statique de la dalle. 39
Figure III. 25.Lignes de rupture de la dalle. 39
Figure III. 26.Section de calcul. 40
Figure III. 27.Schéma statique de la dalle. 41
Figure III. 28.Lignes de rupture de la dalle. 42
Figure III. 29.Section de calcul. 43
Figure III. 30.Les encastrements et les dimensions de la dalle machine. 45
Figure III. 31. section de calcul. 46
Figure III. 32Vérification de poinçonnement. 47

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV. 1. les dispotitions des voiles proposées 46
Figure IV. 2. Meilleure Dispositions des voiles.....47
Figure IV. 3. Centre de masse et centre de rigidité 49

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V. 1.Disposition des armatures pour les poutres.....67
Figure V. 2.Dessin de ferraillage des poutres principales. 67
Figure V. 3..Dessin de ferraillage des poutres principales spéciale 67
Figure V. 4..Dessin de ferraillage des poutres secondaire.....68
Figure V. 5. Les sections des poteaux 69
Figure V. 6. Disposition des armatures pour le poteau. 73
Figure V. 7.Dessin de ferraillage des poteaux. 73

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 79
Figure VI. 2. Semelle isolée.....79
Figure VI. 3. Les bulles de pression sous la semelle.....80
Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.....82
Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles. 82
Figure VI. 6. Dessin de ferraillage de poutre de libage. 88
Figure VI. 7. Dimensionnement finales des semelles vue en plan.....89

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1.Caractéristiques du béton. 3
Tableau I. 2.Caractéristiques de l'acier. 3
Tableau I. 3.Caractéristiques du sol. 3

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 1.Charge permanente du mur simple cloison. 6
Tableau II. 2.Charge permanente du mur double cloison. 7
Tableau II. 3.Charge permanente du plancher de terrasse (corps creux). 7
Tableau II. 4.Charge permanente du plancher d'étage courant (corps creux). 7
Tableau II. 5.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine). 8
Tableau II. 6.Charge d'exploitation des différentes planchers. 8
Tableau II. 7.Pré dimensionnement des poutres. 9
Tableau II. 8.Calcul de l'effort normal limite. 10
Tableau II. 9.Calcul des charges permanentes. 12
Tableau II. 10.Calcul des charges d'exploitations. 13
Tableau II. 11.Calcul de l'effort normale ultime. 13
Tableau II. 12.Vérification des dimensions des poteaux. 14
Tableau II. 13.Vérification des dimensions des poutres. 14
Tableau II. 14.Résultats de pré dimensionnement des éléments. 16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1.Evaluation des charges. 18
Tableau III. 2.Détermination des efforts. 18
Tableau III. 3.Paramètres de calcul. 18
Tableau III. 4.Armatures verticales et horizontales. 19
Tableau III. 5.Espacement des armatures. 19

Tableau III. 6.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à ’l’ELU). 19
Tableau III. 7.Ferraillage de l'acrotère 19
Tableau III. 8.Dimensions de l'escalier. 20
Tableau III. 9.Pré dimensionnement de l'escalier. 20
Tableau III. 10.Evaluation des charges de la paillasse. 21
Tableau III. 11.Evaluation des charges du palier. 21
Tableau III. 12.Combinaisons des charges. 21
Tableau III. 13.Détermination des efforts. 22
Tableau III. 14.Paramètres de calcul 23
Tableau III. 15.Armatures principales. 23
Tableau III. 16.Armatures de répartition. 23
Tableau III. 17.Espacement des armatures. 23
Tableau III. 18.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l’ELU). 24
Tableau III. 19.Vérification de la flèche (à l’ELS). 24
Tableau III. 20.Dimensions de l'escalier. 24
Tableau III. 21.Pré dimensionnement de l'escalier. 25
Tableau III. 22.Evaluation des charges de la paillasse. 25
Tableau III. 23.Evaluation des charges du palier. 25
Tableau III. 24.Combinaisons des charges. 25
Tableau III. 25.Détermination des efforts. 26
Tableau III. 26.Paramètres de calcul 27
Tableau III. 27.Armatures principales. 27
Tableau III. 28.Armatures de répartition. 27
Tableau III. 29.Espacement des armatures. 27
Tableau III. 30.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l’ELU). 28
Tableau III. 31.Vérification de la flèche (à l’ELS). 28
Tableau III. 32.Pré dimensionnement de la poutre palière. 29
Tableau III. 33.Détermination des efforts 29
Tableau III. 34. Calcul du ferraillage à l'ELU 30
Tableau III. 35. Vérification du ferraillage selon les règlements 30
Tableau III. 36.Vérification du ferraillage à l'ELS 30

Tableau III. 37. Armatures transversales 31
Tableau III. 38. Vérification de la flèche 31
Tableau III. 39.Dimensions de poutrelles. 32
Tableau III. 40.Evaluation des charges de poutrelles. 32
Tableau III. 41.Détermination de nombre des étaiements. 33
Tableau III. 42.Evaluation des charges. 33
Tableau III. 43.Combinaisons des charges. 33
Tableau III. 44.Détermination des efforts. 34
Tableau III. 45.Armatures longitudinales (terrasse + étage courant). 35
Tableau III. 46.Armatures transversales. 35
Tableau III. 47Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). 35
Tableau III. 48.Vérification de la flèche (à l'ELS). 35
Tableau III. 49.Armatures de la dalle de compression. 36
Tableau III. 50.Travail interne. 37
Tableau III. 52.Paramètres de calcul. 37
Tableau III. 51.Section de calcul. 37
Tableau III. 53.ferraillage à l'ELU. 38
Tableau III. 54.E spacement. 38
Tableau III. 55.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). 38
Tableau III. 56Vérification des contraintes à l'ELS. 38
Tableau III. 57Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 38
Tableau III. 58.Travail interne. 40
Tableau III. 59.Paramètres de calcul. 40
Tableau III. 60. ferraillage à l'ELU. 40
Tableau III. 61. Espacement 40
Tableau III. 62. Vérification des contraintes à l'ELS. 41
Tableau III. 63. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 41
Tableau III. 64.Vérification de la flèche (à l'ELS). 41
Tableau III. 65.Travail externe de la dalle. 42
Tableau III. 66.Travail interne 42
Tableau III. 67.Paramètres de calcul. 43

Tableau III. 68. ferraillage à l'ELU. 43
Tableau III. 69.Espacement 43
Tableau III. 70. Vérification des contraintes à l'ELS. 43
Tableau III. 71. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 43
Tableau III. 72 Poids de la machine. 45
Tableau III. 73.Détermination des charges 45
Tableau III. 74.Sollicitations de la dalle machine 45
Tableau III. 75. Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y). 46
Tableau III. 76. Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X. 46
Tableau III. 77. Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y. 46
Tableau III. 78. Vérification des contraintes de cisaillement. 47

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1.Centre de masse et de centre de rigidité. 48
Tableau IV. 2.Excentricité théorique et admissible. 49
Tableau IV. 3.Justification du coefficient du comportement suivant (X). 51
Tableau IV. 4.Justification du coefficient du comportement suivant (Y). 52
Tableau IV. 5.Valeur du facteur du qualité. 52
Tableau IV. 6.Comporetement des trois premiers modes. 53
Tableau IV. 7.Participation massique. 53
Tableau IV. 8.Calcul de la force sismique. 54
Tableau IV. 9.Vérification de la force sismique à la base. 54
Tableau IV. 10.Vérification de la stabilité au renversement. 55
Tableau IV. 11.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (X). 55
Tableau IV. 12.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (Y). 55
Tableau IV. 13.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X). 56
Tableau IV. 14.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y). 57
Tableau IV. 15.Vérification du cisaillement des poutres. 57
Tableau IV. 16.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X). 58
Tableau IV. 17.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y). 58

Tableau IV. 18.Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X). 59
Tableau IV. 19.Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y). 59
Tableau IV. 20.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 59
Tableau IV. 21.Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y). 60
Tableau IV. 22..Dimensionnement finales des éléments. 61

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V. 1. La section calculée d'armatures des poutres. 63
Tableau V. 2.La section choisie d'armatures des poutres. 64
Tableau V. 3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 64
Tableau V. 4.Vérification de section d'armatures. 64
Tableau V. 5. Vérification de la flèche des poutres principales spéciales 65
Tableau V. 6.Vérification de la flèche des poutres poutres secondaire 65
Tableau V. 7.La section d'armatures transversales. 66
Tableau V. 8.Vérification des contraintes de cisaillement. 66
Tableau V. 9..La section d'armatures des poteaux. 70
Tableau V. 10.Vérification des contraintes à L'ELS 71
Tableau V. 11.La section d'armatures transversales des poteaux. 72
Tableau V. 12. La section calculée d'armatures verticales des voiles. 74
Tableau V. 13.La section choisie d'armatures verticales des voiles. 75
Tableau V. 14. Vérification des contraintes normales des voiles. 75
Tableau V. 15. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. 75
Tableau V. 16. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 76
Tableau V. 17. Choix de la méthode de calcul. 78
Tableau V. 18. La section d'armatures des linteaux. 78
Tableau V. 19.La section choisie d'armatures des linteaux. 78

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI. 1Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 80
Tableau VI. 2. Vérification des contraintes des semelles isolées. 81
Tableau VI. 3. Vérification de renversement des semelles isolées. 81
Tableau VI. 4. Vérification de poinçonnement des semelles isolées. 81
Tableau VI. 5. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 82
Tableau VI. 6.Vérification de renversement des semelles filantes. 83
Tableau VI. 7. Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 83
Tableau VI. 8.Choix de méthode de calcul 83
Tableau VI. 9. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 84
Tableau VI. 10.Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 84
Tableau VI. 11. Vérification de méthode de calcul. 84
Tableau VI. 12. Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles. 84
Tableau VI. 13.: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles. 84
Tableau VI. 14. Pré dimensionnement des poutres de libage. 85
Tableau VI. 15.Vérification de Poinçonnement des poutres de libage. 85
Tableau VI. 16.Vérification de cisaillement des poutres de libage. 85
Tableau VI. 17. Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 86
Tableau VI. 18. Ferraillage longitudinal des poutres de libage. 86
Tableau VI. 19.Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis. 86
Tableau VI. 20. Vérification de sections d'armatures. 86
Tableau VI. 21. Vérification des contraintes normales des poutres de libages. 87
Tableau VI. 22. La section calculée et choisie des poutres de libages. 87
Tableau VI. 23. Armateurs transversales. 87
Tableau VI. 24. Vérifications préliminaire de la flèche. 87
Tableau VI. 25. Vérification de la flèche de poutre de libage. 88
Tableau VI. 26. Tableau des données. 89
Tableau VI. 27.Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique. 90
Tableau VI. 28.Vérification des contraintes normales de voile périphérique. 90
Tableau VI. 29.Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique. 90

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

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

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

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

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à Willaya d'Alger. Le bloc en question est à usage de santé (une polyclinique) constitué de sous-sol +un rez-de-chaussée (RDC) + dix étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- ✓ Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». en présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

I.1. INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels (règlements), ce qui oblige l'ingénieur le concepteur en génie-civil à tenir compte des données suivantes :

- ✓ L'usage.
- ✓ La résistance et la stabilité conformément aux calculs et aux règlements.
- ✓ Le volé architecturales, fonctionnement volumétrie et esthétiques.
- ✓ Les conditions économiques.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé de (SOUS SOL+R.D.C+10 ETAGES) à usages de santé polyclinique qui sera implanté à Alger. C'est site classé comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le **RPA99 version 2003**.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93** ainsi que le règlement parasismiques **RPA99 version 2003 et moyennant l'outil informatique le ROBOT EXPERT.**

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

I.3.1. Dimensions en élévation

Le bâtiment présente une dissymétrique dans les deux directions horizontales et à un décrochement en élévation. Dont les dimensions et les plans sont les suivantes :

- Hauteur d'étage courant : ..... 3,40 m.
- Hauteur totale du bâtiment : ..... 40,80 m.

I.3.2. Dimensions en plan :

- Longueur totale : ..... 31,65 m.
- Largeur totale : ..... 36,35 m.

I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE :

I.4.1. Classification de la zone : [Art 3.1 RPA99v2003]

Le bâtiment sera réalisé dans une zone de sismicité élevée *(zone III)*.

I.4.2. Classification du sol

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site rocheux *(catégorie S1)*. [Art 3.3.1 RPA99v2003]

I.4.3. Classification de l'ouvrage

I.4.3.1. Selon leur importance

Le bâtiment appartient aux ouvrages stratégique *(groupe 1A : importance vitale)*, car il est parmi les projets à usage de santé (Bâtiments des établissements publics de santé tel que les hôpitaux et centres dotés de service des urgences, de chirurgie et obstétriques). [Art 3.2 RPA99v2003]

I.4.3.2. Selon leur configuration

I.4.3.2.1. Régularité en plan : [Art 3.5.A RPA99v2003]

Le bâtiment est dissymétrique dans les deux directions (irrégularité *en plan*).

I.4.3.2.2. Régularité en élévation : [Art 3.5.B RPA99v2003]

Le bâtiment présente un décrochement en élévation au dernier niveau (irrégulier *en élévation*).

I.4.4. Classification du système de contreventement : [Art 3.4.A RPA99v2003]

La structure dépasse les *(huit mètres)* de hauteur dans un site à forte sismicité, les conditions du règlement exige les voiles de contreventement à savoir :

- ✓ Système constitué par des voiles uniquement.
- ✓ Système mixte portiques/voiles avec interaction.

I.5. ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I.5.1. Planchers :

Notre bâtiment comporte deux types du plancher, nous avons optés :

- ✓ Des planchers à corps creux.
- ✓ Des planchers de forme irrégulière serons en dalle pleine.

I.5.2. Maçonnerie :

- ✓ Mur extérieur : façade en double cloison avec une l'âme d'air séparant les briques creuses de 10 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment
- ✓ Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.5.3. Escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.et des

escaliers à trois volets.

I.5.4. 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.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I.6.1. Béton : [Art A.2.1 CBA93]

Tableau I. 1.Caractéristiques du béton.

		valeur
masse volumique « ρ »		**22-24 kn/m^3**
résistance à la compression à 28 jours égale à minimum		**25 MPa**
résistance à la traction « f_{t28} »		**2,1 MPa**
module d'élasticité « E »	instantanée	**32164,2 MPa**
	différée	**10818,86 MPa**
coefficient de poisson « υ »	sollicitations	**0**
	déformations	**0,2**

I.6.2. Acier : [Art A.2.2 CBA93]

Tableau I. 2.Caractéristiques de l'acier.

	valeur
masse volumique « ρ »	**78,5 kn/m^3**
limite d'élasticité « f_e »	**400 MPa**
module d'élasticité « E »	**200000 MPa**

I.6.3. Sol :

Tableau I. 3.Caractéristiques du sol.

	valeur
masse volumique « ρ »	**18,3 kn/m^3**
module d'élasticité « E »	**20000 kN/m^2**
coefficient de poisson « υ »	**0,4**
coefficient de compressibilité « C_c »	**0,156**
taux de travail retenu « σ_{sol} »	**3 bars**
profondeur d'encrage « H »	**2m**
agressivité du sol	**nulle**
indice de vide « e »	**0,706**

tassement admissible « ΔH »	**nulle**

CHAPITRE II : "PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX".

II.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement est un calcul permet de définir les dimensions des éléments de la structure en utilisant les règlements en vigueur [CBA93, DTR B.C.2.2 et RPA99v2003] [1]

II.2. PLANCHERS

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

II.2.1. Pré dimensionnement

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Pour la détermination de la hauteur totale, on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \qquad \frac{L_{max}}{22.5} \leq h_t$$

h_t : la hauteur totale du plancher.

Avec : L_{max} : la portée maximale dans le sens des poutrelles .

Dans notre cas : *L = 390 cm*, donc

$$\frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20} \Rightarrow 15.6 \leq h_t \leq 19.5$$

On prend alors : $h_t = (16+4)$ cm $\Rightarrow$ plancher étages courants.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

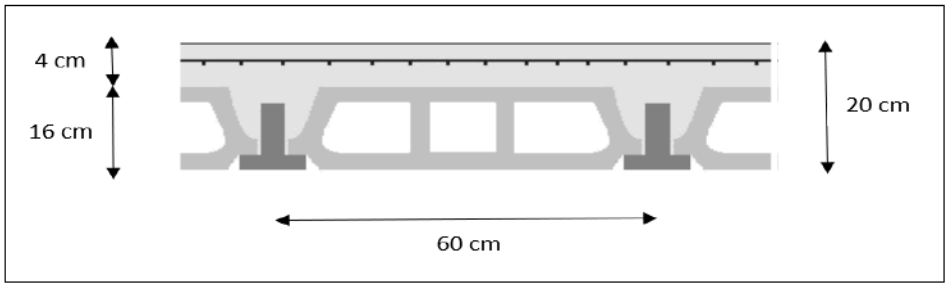


Figure II. 1.Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Le pré-dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

- Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30}$$

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$$

Avec : e : l'épaisseur de la dalle.
L_{max} : la plus longue portée mesurée à nu d'appuis

Dans notre cas, on a :

- Dalle reposant sur 2 appuis adjacents : $L_{max} = 140\ cm$,

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Rightarrow 4{,}00 \leq e \leq 4{,}67$$

- Dalle reposant sur 3 appuis : $L_{max} = 155\ cm$,

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3{,}44 \leq e \leq 3{,}88$$

Comme le RPA exige un minimum de 15cm d'épaisseur alors On adopte **e = 15 cm.**

II.2.2. Évaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.2.2.1. Charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. [VI-Annexes DTR B.C.2.2]

II.2.2.1.1. Maçonnerie

a) Mur intérieur

Tableau II. 1.Charge permanente du mur simple cloison.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
enduit en ciment	2×0,02	18	0,72
brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)	**1,62**		

b) Mur extérieur

Tableau II. 2.Charge permanente du mur double cloison.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
enduit en ciment	2×0,02	18	0,72
brique creuse	2×0,1	9	1,80
lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)	**2,52**		

II.2.2.1.2. Plancher de terrasse

a) Corps creux

Tableau II. 3.Charge permanente du plancher de terrasse (corps creux).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
gravillons roulés	0,04	20	0,80
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
papier kraft	-	-	0,05
forme de pente	0,01	22	2,20
plaque de liège	0,04	4	0,16
pare vapeur	0,01	6	0,06
film polyane	-	-	0,01
corps creux	0,16+0,04	-	2,80
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**6,40**		

II.2.2.1.3. Plancher d'étage courant

a) Corps creux

Tableau II. 4.Charge permanente du plancher d'étage courant (corps creux).

Composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
corps creux	0,16+0,04	-	2,80
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
simple cloison	0,10	-	1,62
G (kN/m^2)	**5.96**		

b) Dalle pleine

Tableau II. 5.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,40
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle pleine	0,15	25	3,75
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**6.91**		

II.2.2.2. Charges d'exploitations

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale" [IV-Charges d'exploitations DTR B.C.2.2].

Tableau II. 6.Charge d'exploitation des différentes planchers.

eniveau (m)	usage	**Q (kN/m^3)**
40,80	terrasse inaccessible	**1**
37,40	Terrasse accessible	**1,5**
Autres étages	Etage courant	**variable**
	dépôt	**3.5**

II.3. POUTRES

Le pré-dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \\ 0{,}3h \le b \le 0{,}7h \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} L_{max} : \text{la portée maximale de la poutre (entre nus).} \\ h : \text{la hauteur de la poutre.} \\ b : \text{la largeur de la poutre.} \end{cases}$

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions du [Art 7.5.1 RPA99v2003] [4]

$$\begin{cases} b \ge 20\ cm \\ h \ge 30\ cm \\ \frac{h}{b} \le 4 \end{cases}$$

Tableau II. 7.Pré dimensionnement des poutres.

	poutre principale	poutre secondaire
longueur	*L = 535 cm*	*L = 390 cm*
pré dimensionnement	$35,67 \leq h \leq 53,5$ On adopte h = 45 cm $13,5 \leq b \leq 31,5$ On adopte b = 30 cm	$26 \leq h \leq 39$ On adopte h = 35 cm $10,5 \leq b \leq 24,5$ On adopte b = 30 cm
vérifications selon RPA99v2003	$b = 30 \geq 20$ cm $h = 45 \geq 30$ cm $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4$ (conditions vérifiées)	$b = 30 \geq 20$ cm $h = 35 \geq 30$ cm $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4$ (conditions vérifiées)
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,062$	$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,062$

- **Sections adoptées**

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×45 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT POTEAUX

Pour le pré-dimensionnement 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 pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.4.1. Etapes de pré-dimensionnement

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

Le calcul sera suivant la formule imposée par [Art B.8.4.1 CBA93] [5]

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

N_u : l'effort normale ultime = 1,35G + 1,5Q.

G, Q : la charge permanente et la charge d'exploitation agissent sur le poteau

b_1, h_1 : les dimensions du poteau.

A_s : la section d'acier minimale = $\frac{B}{1000}$.

α : le coefficient de réduction = $\begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50. \\ 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$

λ : l'élancement mécanique du poteau = $\frac{L_f}{i}$.

L_f : la longueur du flambement = $0,707L_0$.

i : le rayon de giration = $\frac{b}{\sqrt{12}}$ (sec. rectangulaire).

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions imposées par [Art 7.4.1 RPA99v2003]

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm } \textit{(zone III)} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

II.4.2. Calcul de l'effort normal limite

Tableau II. 8.Calcul de l'effort normal limite.

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	B_r (cm²)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m²)	λ	α	A_s (cm²)	N_{limite} (kN)
10ème	30	30	784	*3.40*	2.38	0.087	27.482	0.757	0.9	1122.296
9ème	35	35	1089	*3.40*	2.38	0.101	23.556	0.779	1.225	1604.984
8ème	35	35	1089	*3.40*	2.38	0.101	23.556	0.779	1.225	1604.984
7ème	35	35	1089	*3.40*	2.38	0.101	23.556	0.779	1.225	1604.984
6ème	35	35	1089	*3.40*	2.38	0.101	23.556	0.779	1.225	1604.984
5ème	40	40	1444	*3.40*	2.38	0.115	20.611	0.795	1.6	2169.772
4ème	40	40	1444	*3.40*	2.38	0.115	20.611	0.795	1.6	2169.772
3ème	40	40	1444	*3.40*	2.38	0.115	20.611	0.795	1.6	2169.772
2ème	45	45	1849	*3.40*	2.38	0.130	18.321	0.806	2.025	2816.007
1er	45	45	1849	*3.40*	2.38	0.130	18.321	0.806	2.025	2816.007
RDC	45	45	1849	*3.40*	2.38	0.130	18.321	0.806	2.025	2816.007
Sous-sol	50	50	2304	3.40	2.38	0.144	16.489	0.814	2.5	3543.292

II.4.1. Choix du poteau le plus sollicité

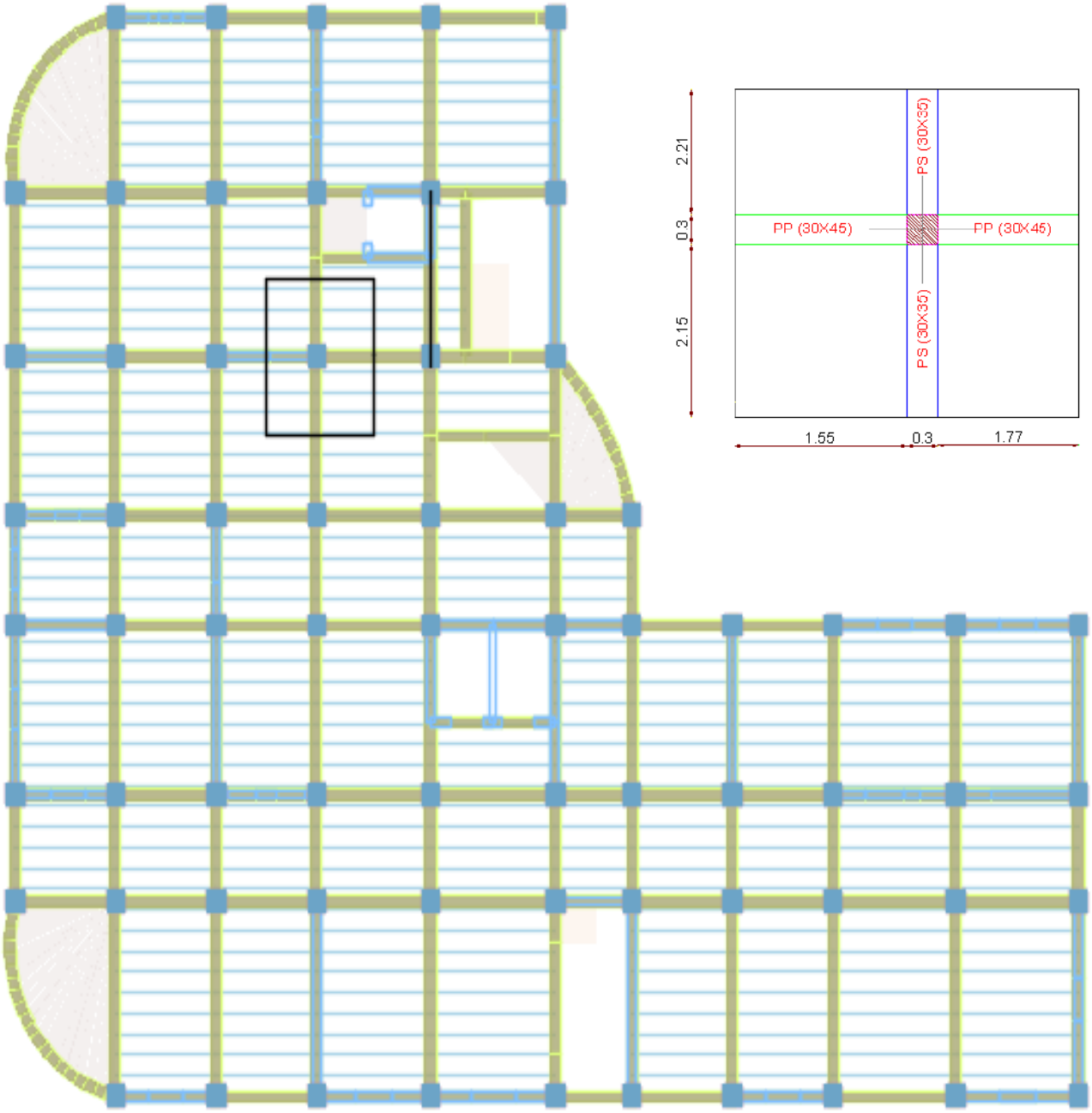


Figure II. 2..La surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité.

II.4.1. Calcul des charges revenant aux poteaux

II.4.1.1. Charges permanentes

$G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = $S_{plancher\ t\ ou\ c}$ x poids du plancher

$G_{poutre\ p\ ou\ s}$ = b x h x $L_{poutre\ p\ ou\ s}$ x poids volumique du béton

G_{poteau} = b x h x h_e x poids volumique du béton

S_p : La surface du plancher seulement reprise par le poteau.

Tableau II. 9.Calcul des charges permanentes.

étage	S_p (m²)	$G_{plancher}$ (kN)	G_{pp} (kN)	G_{ps} (kN)	G_{poteau} (kN)	$G_{étage}$ (kN)	$G_{cumulé}$ (kN)
10ème	14.480	92.672	12.218	12.233	7.650	124.772	**124.772**
9ème	14.480	86.301	12.218	12.233	10.413	121.163	**245.935**
8ème	14.480	86.301	12.218	12.233	10.413	121.163	**367.099**
7ème	14.480	86.301	12.218	12.233	10.413	121.163	**488.262**
6ème	14.480	86.301	12.218	12.233	10.413	121.163	**609.425**
5ème	14.480	86.301	12.218	12.233	13.600	124.351	**733.776**
4ème	14.480	86.301	12.218	12.233	13.600	124.351	**858.127**
3ème	14.480	86.301	12.218	12.233	13.600	124.351	**982.478**
2ème	14.480	86.301	12.218	12.233	17.213	127.963	**1110.441**
1er	14.480	86.301	12.218	12.233	17.213	127.963	**1238.404**
RDC	14.480	86.301	12.218	12.233	17.213	127.963	**1366.368**
Sous-sol	14.480	86.301	12.218	12.233	17.213	127.963	**1494.331**

II.4.1.1. Charges d'exploitations

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

On applique la loi de dégression imposée par [Art 6.3 DTR BC.2.2]

$$Q_0 + \ldots + \frac{3+n}{2n}\sum Q_n$$

Avec : $\begin{cases} \text{n: numérotation d'étage à partir du sommet du bâtiment.} \\ Q_0 : \text{la charge d'exploitation du plancher terrasse.} \\ Q_n : \text{la charge d'exploitation du plancher d'étage n.} \end{cases}$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable quand $n \geq 5$.

Avec : S_t : La surface complète reprise par le poteau.

Tableau II. 10.Calcul des charges d'exploitations.

étage	S_t (m²)	$Q_{plancher}$ (kN)	$Q_{étage}$ (kN)	(3+n)/(2n)	$Q_{cumulé}$ (kN)
10ème	16.88	1	16.880		**16.880**
9ème	16.88	4	67.520	1	**84.400**
8ème	16.88	4	67.520	0.95	**145.168**
7ème	16.88	4	67.520	0.9	**199.184**
6ème	16.88	4	67.520	0.85	**246.448**
5ème	16.88	4	67.520	0.80	**286.960**
4ème	16.88	4	67.520	0.75	**130.820**
3ème	16.88	4	67.520	0.71	**142.805**
2ème	16.88	4	67.520	0.69	**156.646**
1er	16.88	4	67.520	0.67	**169.475**
RDC	16.88	4	67.520	0.65	**181.460**
Sous-sol	16.88	4	67.520	0.63	**191.460**

II.4.2. Calcul de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré de 10% pour le poteau le plus sollicité (poteau central).

Tableau II. 11.Calcul de l'effort normale ultime.

étage	$G_{cumulé}$ (kN)	$Q_{cumulé}$ (kN)	N_u (kN)	$1,1N_u$ (kN)	N_{limite} (kN)	vérification
10ème	124.772	16.880	193.762	213.138	**1122.296**	**oui**
9ème	245.935	84.400	458.613	504.474	**1604.984**	**oui**
8ème	367.099	145.168	713.335	784.669	**1604.984**	**oui**
7ème	488.262	199.184	957.930	1053.723	**1604.984**	**oui**
6ème	609.425	246.448	1192.396	1311.636	**1604.984**	**oui**
5ème	733.776	286.960	1421.038	1563.141	**2169.772**	**oui**
4ème	858.127	130.820	1354.701	1490.171	**2169.772**	**oui**
3ème	982.478	142.805	1540.552	1694.607	**2169.772**	**oui**
2ème	1110.441	156.646	1734.065	1907.471	**2816.007**	**oui**
1er	1238.404	169.475	1926.058	2118.664	**2816.007**	**oui**
RDC	1366.368	181.460	2116.786	2328.465	**2816.007**	**oui**
Sous-sol	1494.331	725.840	3106.106	3416.717	3543.292	**oui**

II.4.3. Vérification des conditions

II.4.3.1. De l'article [7.4.1 RPA99v2003]

Tableau II. 12.Vérification des dimensions des poteaux.

Etage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\min(b_1,h_1)$	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\min(b_1,h_1)\geq 30$ cm	$\min(b_1,h_1)\geq\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b_1}{h_1}\leq 4$
10ème	30	30	30	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
9ème	35	35	35	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
8ème	35	35	35	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
7ème	35	35	35	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
6ème	35	35	35	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
5ème	40	40	40	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
4ème	40	40	40	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
3ème	40	40	40	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
2 ème	45	45	45	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
1er	45	45	45	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
RDC	45	45	45	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Sous-sol	50	50	50	28.33	vérifiée	vérifiée	vérifiée

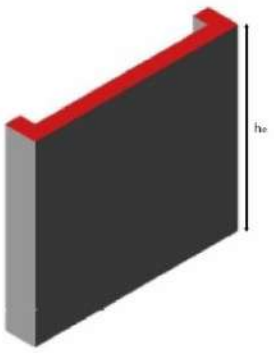
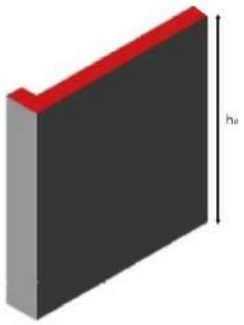
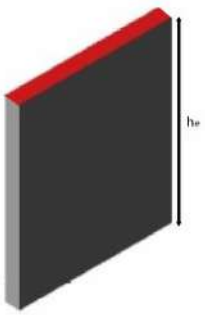
II.4.3.2. De l'article [7.5.1 RPA99v2003]

Tableau II. 13.Vérification des dimensions des poutres.

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	b_{max} (cm)	$1,5h_1+b_1$	$b_{max}\leq 1,5h_1+b_1$	$d=\lvert b-b_1\rvert$	$\min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$	$d\leq\min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$
10ème	30	30	30	75	vérifiée	0	15	vérifiée
9ème	35	35	30	87.5	vérifiée	5	17.5	vérifiée
8ème	35	35	30	87.5	vérifiée	5	17,5	vérifiée
7ème	35	35	30	87.5	vérifiée	5	17,5	vérifiée
6ème	35	35	30	87.5	vérifiée	5	17,5	vérifiée
5ème	40	40	30	100	vérifiée	10	20	vérifiée
4ème	40	40	30	100	vérifiée	10	20	vérifiée
3ème	40	40	30	100	vérifiée	10	20	vérifiée
2 ème	45	45	30	112.5	vérifiée	15	22.5	vérifiée
1er	45	45	30	112.5	vérifiée	15	22.5	vérifiée
RDC	45	45	30	112.5	vérifiée	15	22.5	vérifiée
Sous-sol	50	50	30	125	vérifiée	20	25	vérifiée

II.5. VOILES

Pour le pré dimensionnement de cet élément le RPA99version2003 [1] « Art 7.7.1 », on exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$		$L \geq 4.a$

lorsqu'il vérifie la condition ($L \geq 4$ a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

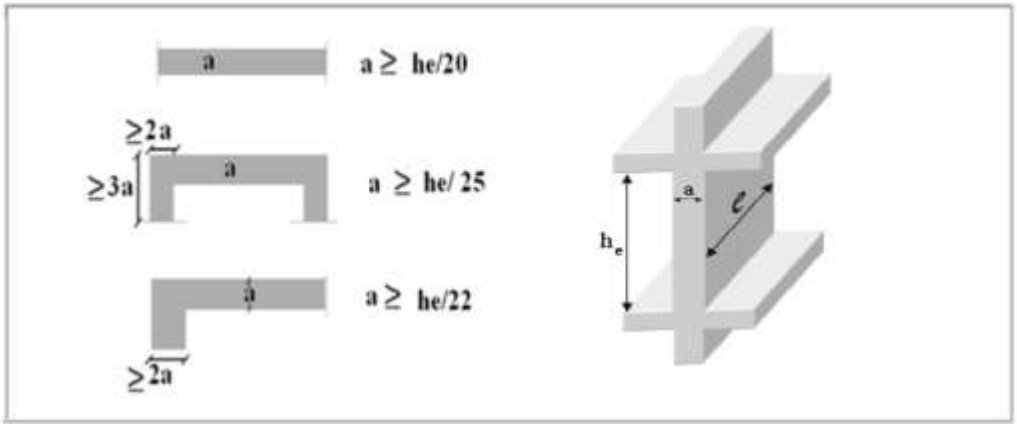


Figure II. 3.Vue en plan et vue en 3D du voile.

- **Voiles de contreventement**

  Pour tous les étages : (h_e= 305 m)

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(340-35)}{22} = 13{,}86\text{cm}\right]$$

on adopte a = 15 cm.

- **Voiles de périphérique**

A = a+5 donc : a = 20cm.

II.6. CONCLUSION GENERALE

Les sections adoptées sont mentionnées ci-dessous sont calculées selon le règlement et peuvent être revues après un calcul dynamique.

Tableau II. 14.Résultats de pré dimensionnement des éléments.

étage	poteaux	poutres principales	poutres secondaires	chainages	Voiles de contreventements	Voiles périphériques
10ème	**30x30**	**30x45**	**30x35**	**30x30**	**15**	**20**
(9,8,7,6)éme	**35x35**	**30x45**	**30x35**	**30x30**	**15**	**20**
(5,4,3)éme	**40x40**	**30x45**	**30x35**	**30x30**	**15**	**20**
(2 éme,1 éme,RDC,sous-sol)	**50x50**	**30x45**	**30x35**	**30x30**	**15**	**20**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Introduction

L es éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure.

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

III.1. ACROTÈRE

III.1.1. Introduction

L'acrotère est considéré comme un console soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Une force verticale due à son poids propre (G).
- ✓ Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

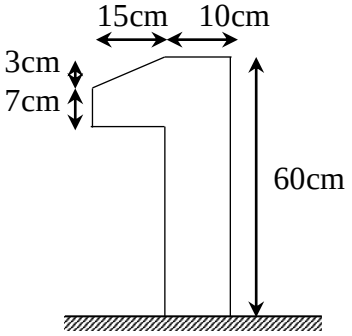


Figure III. 1..Dimensions de l'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges

Tableau III. 1.Evaluation des charges.

G (kN/ml)	[0,6x0,1 + 0,15x(0,03+0,07)] x 1ml x $\gamma_{béton}$=**1,875**
Q (kN/ml)	1 x 1ml=**1**

III.1.3. Détermination des efforts

Tableau III. 2.Détermination des efforts.

	ELU
N (kN)	1,35xG = 2.531
M (kN.m)	1,5xQxh = 0,9
T (kN)	1,5xQ = 1,5

	ELS
N (kN)	G = 1,875
M (kN.m)	Qxh = 0,6

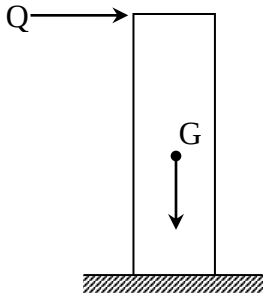


Figure III. 2.Schéma statique de l'acrotère.

III.1.4. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.1.4.1. Données

Tableau III. 3.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	10	f_e (MPa)	400
u=2x(b+h)=220 cm		B=bxh=1000 cm²	

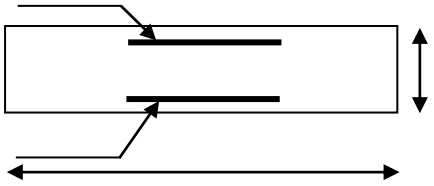


Figure III. 3.Section de calcul.

III.1.4.2. Armatures

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = \max[4\%u ; 0,2B/100] = 8,8$ cm²/ml.

Tableau III. 4.Armatures verticales et horizontales.

	verticales		horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0,6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0,6m)
calculée	0,35	0,00	$A_{s1}xH/4=0,83$	$A_{s1}xH/4=0,83$
choisie	**7HA10=5,5**	**7HA10=5,5**	**4HA8=2,01**	**4HA8=2,01**

III.1.5. Espacement

Tableau III. 5.Espacement des armatures.

	vertical (cm)	horizontal (cm)
calculé	100/7=14,28	(60-2x2,5)/(4-1)=18,33
choisi	**15**	**18**
admissible	max(3h,33 cm) =30	max(4h,45 cm) =40

III.1.6. Vérifications

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 ; 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 6.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,32	15	**2,4**	**2,4**	201,63	**0,02**	1,17

III.1.7. Schéma de ferraillage

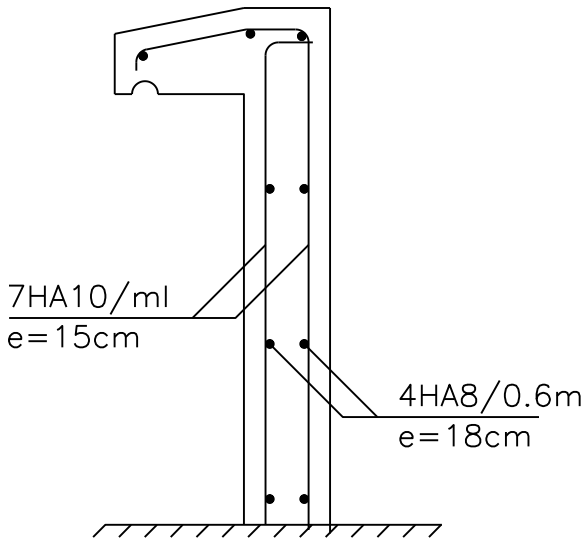


Tableau III. 7.Ferraillage de l'acrotère

III.2. ESCALIERS

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

L'escalier est considéré comme une poutre semi-encastrée aux extrémités soumises à la flexion simple.

On distingue deux types d'escaliers :

_ 1er type d'escaliers : Escalier à deux volées en forme droit (paliers /volées) .

_ 2éme type d'escaliers : Escalier à trois volées en forme droit (paliers /volées) .

III.2.1. ESCALIERS 1

Premier type d'escaliers :

III.2.2. Pré dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

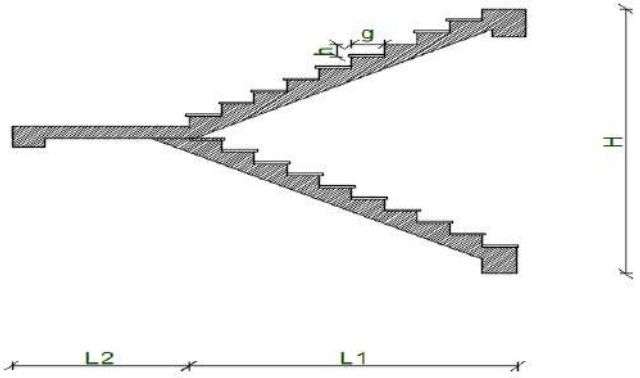


Figure III. 4.Schéma d'escalier deux volée

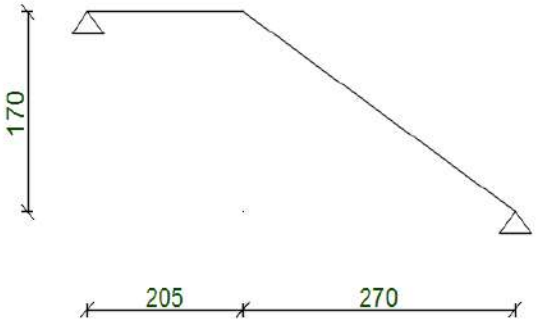


Figure III. 5.Schéma statique d'une volé

Tableau III. 8.Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	17	270	205	170
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			29,54°	

Tableau III. 9.Pré dimensionnement de l'escalier.

longueur totale (cm)	$L = \sqrt{L_1^2 + H^2} + L_2 = 524$
pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
épaisseur (cm)	$14{,}97 \leq e \leq 17{,}46$ on prend : **e = 16 cm**

Après les calcule l'épaisseur 19 elle est vérifier la flèche

III.2.3. Evaluation des charges

III.2.3.1. Paillasse

Tableau III. 10.Evaluation des charges de la paillasse.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,40
mortier de de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle paillasse	e=0.19/cosα	25	5,46
les marches	h=0.17/2	25	2,13
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**9.29**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.3.2. Palier

Tableau III. 11.Evaluation des charges du palier.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,40
mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle palier	0,19	25	4,75
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**6,45**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.3.3. Combinaison des charges

Tableau III. 12.Combinaisons des charges.

	palier	paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	12,45	16,29
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	8,95	11,79

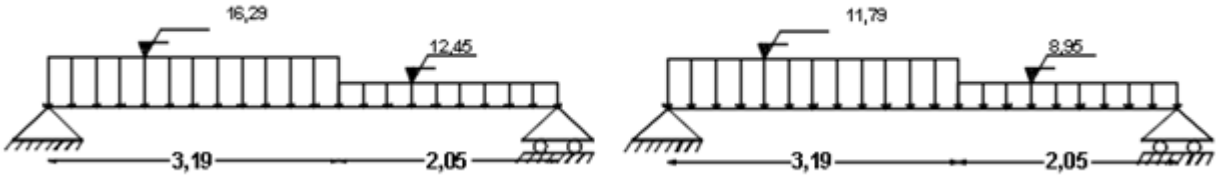


Figure III. 6.Distibution des charges à l'ELU et à l'ELS

III.2.4. Détermination des efforts

Tableau III. 13.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	44,79
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 38,07
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 22,39
T (kN)	34,01
ELS	
M_0 (kN.m)	32,31
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 27,46
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 16,15

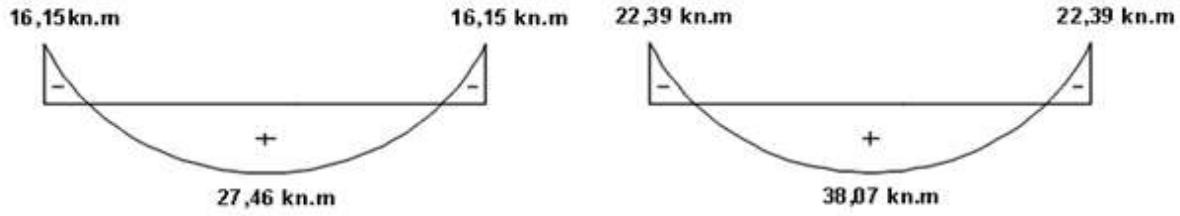


Figure III. 7.Diagramme retenu des moments à l'ELS e àl l'ELU.

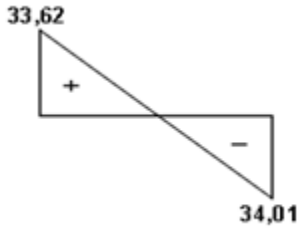


Figure III. 8.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.2.5. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur
-Données :

Tableau III. 14.Paramètres de calcul

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	19	f_e (MPa)	400
B=bxh=1900 cm²			

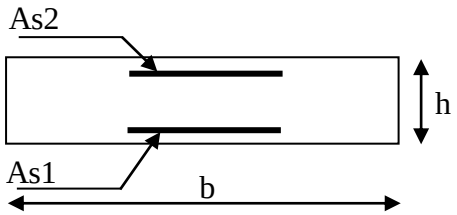


Figure III. 9Section de calcul.

III.2.5.1. Armatures

III.2.5.1.1. Principales

Section minimale : A_{min} = 0,1%bxe=1,9 cm²/ml.

Tableau III. 15.Armatures principales.

	travée		appui	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
calculée	7,01	0,00	0,00	4,03
choisie	**7HA12=7,92**	**0,00**	**0,00**	**7HA12=7,92**

III.2.5.1.2. De répartition

Tableau III. 16.Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$ (**cm²**)	$A_{rép2}$ (**cm²**)
calculée	A_{s1}/4=1,98	A_{s2}/4=1,98
choisie	**7HA8=3,52**	**7HA8=3,52**

III.2.6. Espacement

Tableau III. 17.Espacement des armatures.

	principales (cm)	répartitions (cm)
calculé	100/7=14,28	(205-2x2,5)/(7-1)=33,33
choisi	**15**	**20**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.2.7. Vérifications

III.2.7.1. Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 18.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
travée	**7,38**	15	**0,21**	1.17
appui	**3,66**	15		

III.2.7.1. De la flèche

Flèche admissible : $f_{adm} = 0{,}5 + L/1000$.

Tableau III. 19.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
5,24	19,89	16,15	7,92	0,00	**9,2**	10,2

III.2.8. ESCALIERS 2

Le deuxième type d'escaliers

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

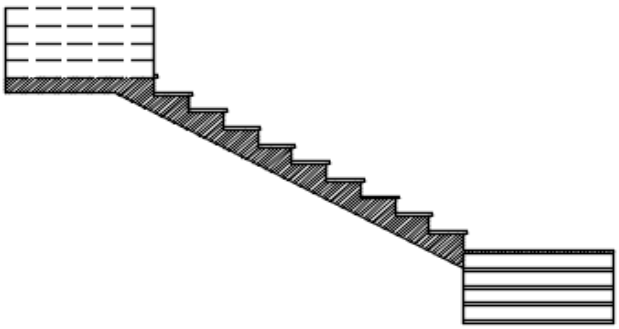


Figure III. 11.Schéma d'escalier trois volée.

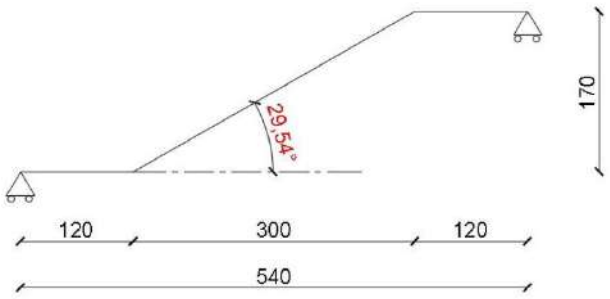


Figure III. 10.Schéma du volée à étudier.

III.2.9. Pré dimensionnement

Tableau III. 20.Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	H (cm)
30	17	594	170
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			29,54

Tableau III. 21.Pré dimensionnement de l'escalier.

longueur totale (cm)	$L = \sqrt{L_1{}^2+H^2} + L_2 = 524$
pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
épaisseur (cm)	$14{,}97 \leq e \leq 17{,}46$ on prend : **e = 15 cm**

Après les calcule l'épaisseur 19 elle est vérifier la flèche

III.2.1. Evaluation des charges

III.2.1.1. Paillasse

Tableau III. 22.Evaluation des charges de la paillasse.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,40
mortier de de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle paillasse	e=0.19/cosα	25	5.45
les marches	h=17/2	25	2,13
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**9.28**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.1.2. Palier

Tableau III. 23.Evaluation des charges du palier.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,40
mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle palier	0,19	25	4.75
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**6.45**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.1.3. Combinaison des charges

Tableau III. 24.Combinaisons des charges.

	paillasse	palier
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	16.28	12.45
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	11.78	8.95

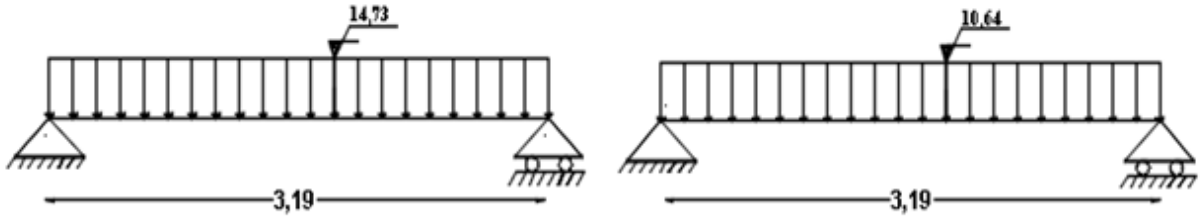


Figure III. 12.Combinaisons des charges.

III.2.2. Détermination des efforts

Tableau III. 25.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	61.30
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 52.11
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 30.65
T (kN)	41.68
ELS	
M_0 (kN.m)	44.25
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 37.61
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 22.13

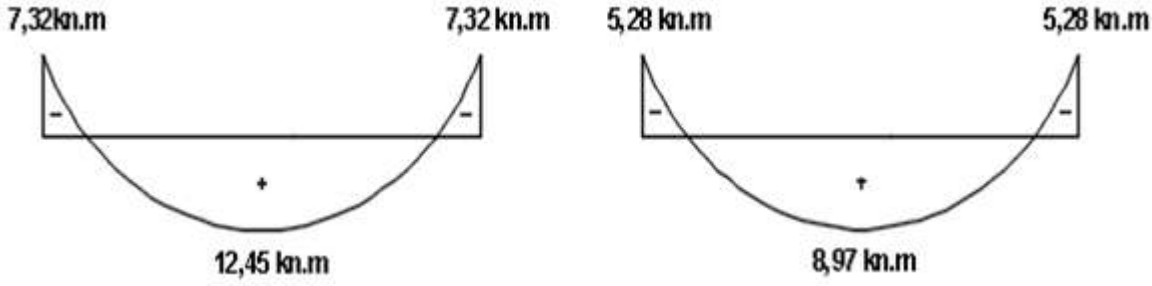


Figure III. 13.Diagramme retenu des moments à l'ELU.

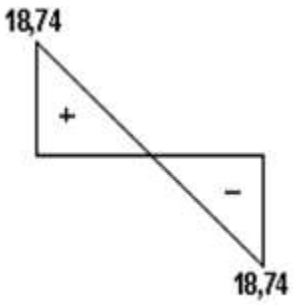


Figure III. 14.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.2.3. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.2.3.1. Données

Tableau III. 26.Paramètres de calcul .

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	19	f_e (MPa)	400
B=bxh=1900 cm²			

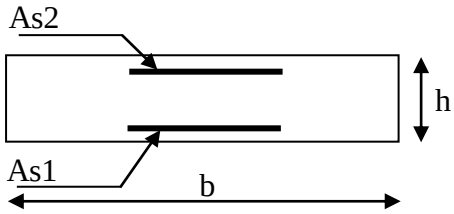


Figure III. 15.Section de calcul.

III.2.3.2. Armatures

III.2.3.2.1. Principales

Section minimale : A_{min} =0,1%xBxe=1,50

Tableau III. 27.Armatures principales.

	travée		appui	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
calculée	9.79	0,00	0,00	5.57
choisie	**10HA14=15,39**	**10HA12=11,31**	**10HA12=11,31**	**10HA14=15.39**

III.2.3.2.2. De répartition

Tableau III. 28.Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$	$A_{rép2}$
calculée	A_{s1}/4=3.85	A_{s2}/4=3.85
choisie	**6HA10=4,71**	**6HA10=4,71**

III.2.4. Espacement

Tableau III. 29.Espacement des armatures.

	principales (cm)	répartitions (cm)
calculé	100/6=16,66	15
choisi	**15**	**15**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.2.5. Vérifications

III.2.5.1. Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 30.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
travée	**6.53**	15	**0,25**	1,17
appui	**3.84**	15		

III.2.5.1. De la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{19}{594} = 0{,}03 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{52.11}{20 \times 61.30} = 0{,}04 \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{15.38}{100 \times 16{,}5} = 0{,}009 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \end{cases}$$

Flèche admissible : $f_{adm} = 0{,}5 + L/1000$.

Tableau III. 31.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
5,94	37.61	22,13	15,39	11,31	**10,10**	10,90

III.3. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

III.3.1. Introduction

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.3.2. Pré dimensionnement

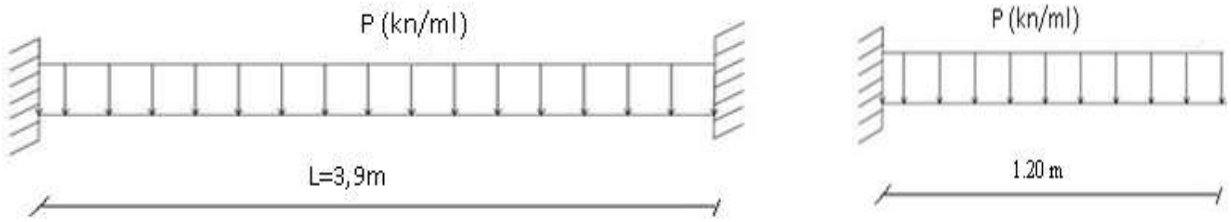


Figure III. 16.Schémas statique de la poutre palière et console.

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \quad ; \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entrnus.
h : la hauteur de la poutre.
b : la largeur de la poutre.

Tableau III. 32.Pré dimensionnement de la poutre palière.

	Poutre Palière	console
Conditions de résistance	L = 390 cm $26cm \leq h \leq 39cm$ *On adopte* $h = 35cm$ $9cm \leq b \leq 21cm$ *On adopte* $b = 30cm$	L = 120 cm $6cm \leq h \leq 7.5cm$ *On adopte* $h = 35cm$ $9.5cm \leq b \leq 12.6cm$ *On adopte* $b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ **Condition vérifiée**	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ **Condition vérifiée**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}08 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**	$\frac{h}{L} = 0{,}08 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

Conclusion

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h)=(30×35)cm²

III.3.3. Evaluation des charges

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis :

Tableau III. 33.Détermination des efforts

	R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	L (m)	G (kN/ml)	Q (kn/ml)	Pu	Pser	M^{max} appui (kN.m)	M^{max} travée (kN.m)
Poutre Palière	17,92	6 ,29	3,90	11,81	3,22	20,77	15,03	26,32	13,16
console	22.63	7.42	1.20	40.34	12.36	72.99	52.70	-52.56	/

$$G = \frac{[GPoidsPropre + (2 \times RAG)]}{L} \quad \text{et} \quad Q = \frac{[2 \times RAQ]}{L}$$

III.3.4. Calcule de ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (30x35) cm² soumise à la flexion simple, avec :

Tableau III. 34. Calcul du ferraillage à l'ELU

	poutre palière		console	
Position	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)
$A_{calculé}$ (cm²)	1,28	2,40	0	4.96
A_{choisi} (cm²)	4 HA 12 = **4,52**	4 HA 12 = **4,52**	3HA12 = 3.39	5HA12 = 5.65

III.3.5. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements

Tableau III. 35. Vérification du ferraillage selon les règlements

A_{totale} (cm²)	A_{min} [RPA] (cm²)	A_{min} [CBA] (cm²)	Vérification
4 HA12 + 4HA12 =9,04	5,25	1,05	Vérifié
3 HA12 + 5HA12 =9,04	5,25	1,05	Vérifié

III.3.6. Vérifications à l'ELS

On doit vérifier que: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III. 36.Vérification du ferraillage à l'ELS

	Position	$\mathbf{M_{ser}}$**(kN.m)**	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$	**Vérifiée**
Poutre Palière	**Appuis**	19,05	4,33	15	Oui
	Travée	9,52	1,43	15	Oui
console	**Appuis**	-37.66	6.84	15	Oui

III.3.1. Vérification de cisaillement de la poutre palière

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

T=$Pl/2$ = 40,50 kN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 0{,}41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right] = 2{,}5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0{,}41 \leq \overline{\tau} = 2{,}5$: Condition vérifié

III.3.2. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour la poutre palière doivent respecter les recommandations des règlements :

❖ Recommandations du RPA99 : *[Art 7.5.2.2 RPA99]*

► La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0{,}003.St.b$$

Avec : b: Largeur de la poutre.
St: espacement entre les armatures transversales.

► L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : St= Min [h/4 ; 12.$Ø_L$]
- En zone courante : St= h/2

❖ Recommandations du CBA93: *[Art 5.1.2.2 CBA93]*

► La section des armatures transversales et l'espacement:

$$St = \min\ [0{,}9d\ ; 40_{cm}]$$
$$\frac{A_t\ .\ f_e}{b\ .\ S_t} \geq 0.4\text{Mpa}$$

Tableau III. 37. Armatures transversales

Zone	RPA		CBA		Armature adoptées	
	St	At	St	At	St	At
Nodale	8,75	0,45	29,25	0,15	**5**	**4HA8 = 2,01**
Courante	17,5	0,9		0,3	**10**	

III.3.1. Vérification de la fléche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : *[Art 6.5.1 CBA93]*

Tableau III. 38. Vérification de la flèche

Poutre	L (m)	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\ M_0}$		$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	
Poutre Palière	3,90	0,089	0,063	0,089	0,042	0,004	0,011
		Vérifié		Vérifié		Vérifié	
console	1.20						
		Vérifié		Vérifié		Vérifié	

Donc il n'aura pas besoin de calculer la flèche

III.4. PLANCHER A CORPS CREUX

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments

III.4.1. POUTRELLES

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont soumises aux charges (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.4.2. Dimensions

Tableau III. 39.Dimensions de poutrelles.

plancher	b_s (cm)	h_s (cm)	b_i (cm)	h_i (cm)	b_0 (cm)	h_0 (cm)
(20+4)	60	4	12	4	8	16

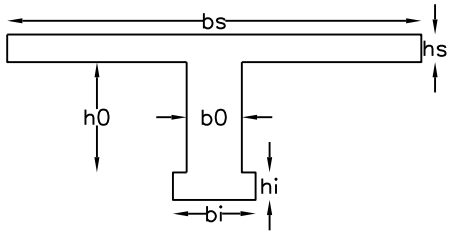


Figure III. 17.Poutrelle après coulage.

III.4.3. Calcul

III.4.3.1. Avant coulage : [B.6.8.4.1.2 CBA93]

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ La charge dû à son poids propre + poids du corps creux.
- ✓ La surcharge dû à l'ouvrier + poids des matériaux et des coffrages, qui est égale à :$Q = \max\begin{cases} 1\ kN \\ 500\ N/m \end{cases}$ (elle est localisée au milieu de la travée).

III.4.3.1.1. Evaluation des charges

Tableau III. 40.Evaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	$b_i \times h_i \times \gamma_{béton} = 0,12$
G_{cc} (kN/ml)	0,65
G (kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc} =$ **0,77**

III.4.3.1.2. Calcul des étaiements

$$\begin{cases} f = \dfrac{5GL^4}{384EI} + \dfrac{QL^3}{48EI} \\ f_{adm} = \dfrac{L}{500} \end{cases}$$

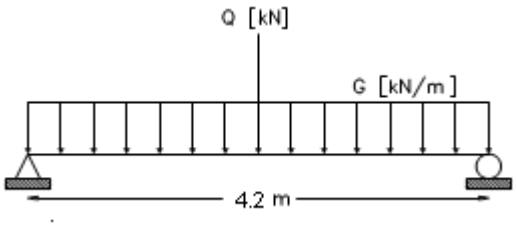


Figure III. 18.Distribution des charges.

Tableau III. 41.Détermination de nombre des étaiements.

nombre des étaiements	L (mm)	Q (kN)	f (mm)	f_{adm}(mm)	vérification
1	2100	1.05	19.31	4.20	non
2	1400	1	4.65	2.80	non
3	1050	1	1.76	2.10	oui

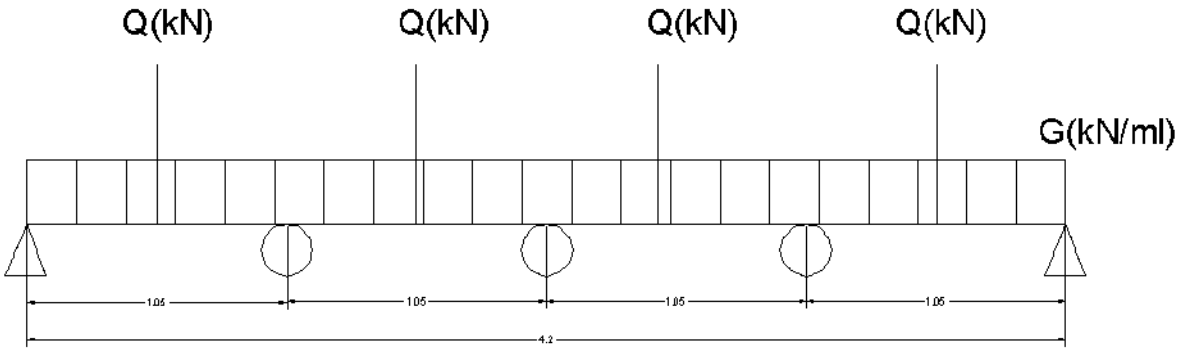


Figure III. 19.Distribution des charges avec quatre étaiements

Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **1.05 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.3.2. Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Remarque : A cet effet nous avons augmenté l'épaisseur du plancher de (16+4) à (20+4) à cause de la flèche $(f > f_{adm})$.

III.4.3.2.1. Evaluation des charges

Tableau III. 42.Evaluation des charges.

	terrasse	étage courant
G (kN/ml)	**6 ,9**	**6,46**
Q (kN/ml)	**1**	**4**

Tableau III. 43.Combinaisons des charges.

	terrasse	étage courant
P_u=(1,35G+1,5Q)xb (kN/ml)	6,49	8,83
P_{ser}=(G+Q)xb (kN/ml)	4,47	6.27

III.4.3.2.2. Détermination des efforts

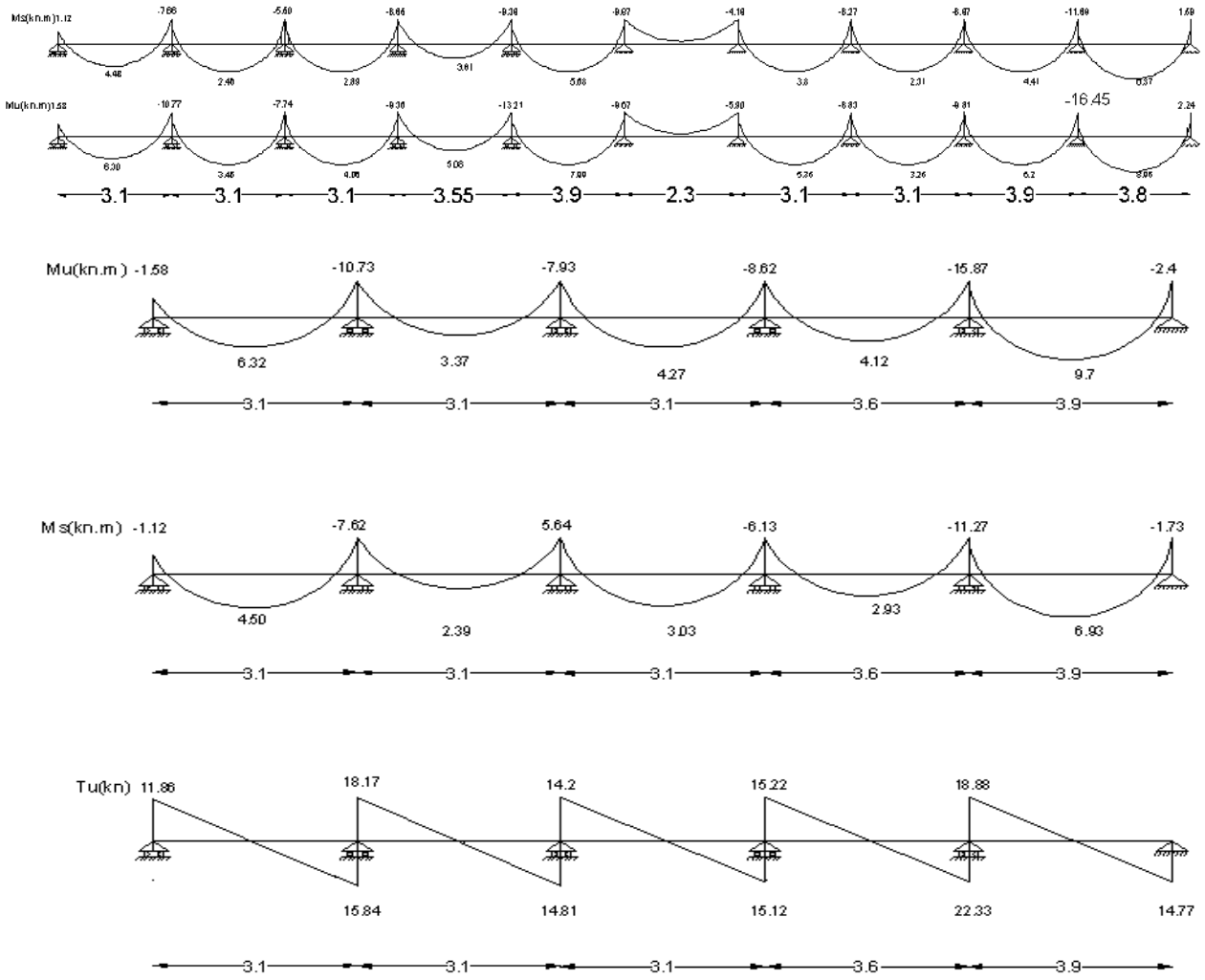


Figure III. 20.Diagrammes des efforts du plancher d'étage courant.

Tableau III. 44.Détermination des efforts.

	ELU			ELS	
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
terrasse	8,95	11,66	16,43	6,5	8,6
étage courant	12,18	16,45	22,33	8,66	11,69

III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU)

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants.

a) Données

$$\begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa} \\ c = 2 \text{ cm} \\ c' = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

a) Armatures

Tableau III. 45.Armatures longitudinales (terrasse + étage courant).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
travée	calculée	1,29	0,00
	choisie	**2HA10=1,57**	**1HA10=0,79**
appui	calculée	0,00	2,78
	choisie	**2HA10=1,57**	**1HA10+2chpHA12=3,05**

Tableau III. 46.Armatures transversales.

	A_t (cm²)	S_t (cm)
choisie	**2HA4=0,25**	**20**
minimal	$0,4xbxS_t/f_e=0,13$	

III.4.3.2.4. Vérifications

a) Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b \; ; 5) \end{cases}$

Tableau III. 47Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

		σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
terrasse + étage courant	travée	**2,95**	15	**1,41**	3,33
	appui	**10,43**	15		

a) De la flèche : $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \mathbf{0.093} \geq \frac{128,21}{10*198,32} = \mathbf{0.064} \\ \frac{A}{b*d} = \frac{12,06}{35*47,5} = \mathbf{0.0075} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = \end{cases}$

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$.

Tableau III. 48.Vérification de la flèche (à l'ELS).

	L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
terrasse + étage courant	4,2	12,18	1,57	0,79	**4,1**	8,4

III.4.1. Dalle de compression [B.6.8.4.2.3 CBA93]

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$\begin{cases} 20 \text{ cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures } (A_\perp). \\ 33 \text{ cm : pour les armatures parallèles aux nervures } (A_{/\!/}). \end{cases}$

La section minimale des armatures doit être :

$\begin{cases} A_\perp \geq 4L/f_e \\ A_{/\!/} \geq A_\perp/2 \end{cases}$ pour $50cm \leq L \leq 80cm$

Avec : $\begin{cases} L : \text{l'écartement des axes des nervures} = 60 \text{ cm}. \\ f_e : \text{la limite d'élasticité de treillis soudé} = 520 \text{ MPa}. \end{cases}$

Tableau III. 49.Armatures de la dalle de compression.

	$A_{\perp}$ (cm²/ml)	$A_{/\!/}$ (cm²/ml)
calculé	≥0,46	≥0,23
choisi	**5Φ6=1,41**	**5Φ6=1,41**
on adoptera un treillis soudé de : **(20x20)** cm²		

III.4.2. Schéma de ferraillage

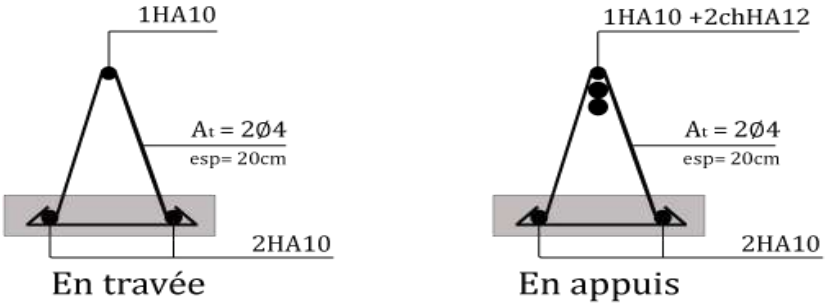


Figure III. 21.Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant).

III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE)

III.5.1. Introduction

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le calcule se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments, à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

Dans notre cas, on a des dalles reposantes sur deux appuis , sur trois appuis et quatre appuis.

III.5.2. Dalle encastrée sur deux appuis

III.5.2.1. Evaluation des charges

Application
Calcul de la charge totale
On choisit la sollicitation la plus défavorable
G = 6.91 KN/m² Pu = 15,32 KN/m².
Q = 4 KN/m² P_{ser}= 10.91 KN/m².

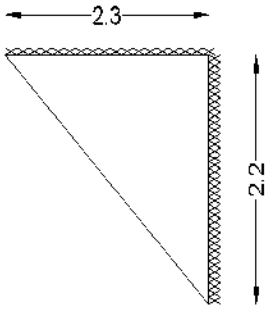


Figure III. 22.Schéma statique de la dalle.

III.5.2.2. Détermination des efforts

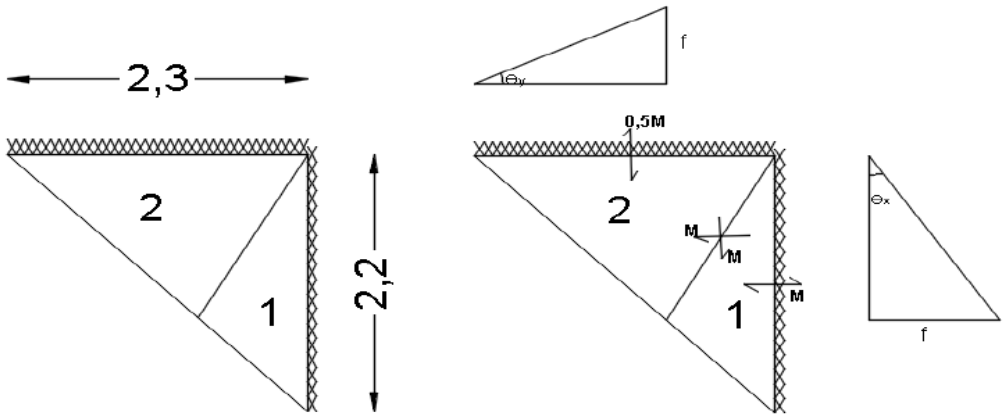


Figure III. 23.Lignes de rupture de la dalle.

On applique la méthode des lignes de rupture pour la détermination des efforts.

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

•Travail externe

$\Sigma \boldsymbol{T_{ext}} = 0.843\ q\ f$

•Travail interne

Tableau III. 50.Travail interne.

élément	moment		longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	x	f/y	Mf(0,5lx+x)/y
	-	0,5M	L_x	f/y	
2	+	M	y	f/x	Mf(ly+y)/x
	-	M	L_y	f/x	
				Σ	**((ly+y)/x+(0,5lx+x)/y)Mf**

travail externe = travail interne ⇒ x= 0,80 *y =0,258 m* ⇒ M_u *= 0,049pu =0,750kN.m*

III.5.2.3. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.5.2.3.1. Données

Tableau III. 52.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	d_y (cm)	11,7
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5

d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=bxh=1500 cm²			

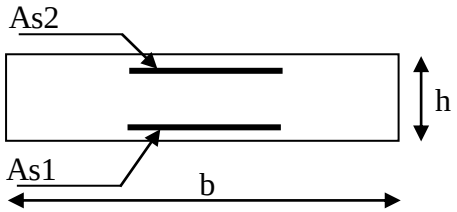


Tableau III. 51.Section de calcul.

III.5.2.3.2. Armatures

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 1,5\ cm^2/ml$.

Tableau III. 53.ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)
Travée	0,750	0,004	0,998	0,15	1,5	**7HA8=3,52**
Appuis	0,375	0,002	0,999	0,09	1,5	**7HA8=3,52**

III.5.2.3.3. Espacement

Tableau III. 54.E spacement.

	Travée	Appuis
calculé	100/7=14,28	100/7=14,28
choisi	**15**	**15**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

III.5.2.4. Vérifications

III.5.2.4.1. Vérification Des contraintes

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 55.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,18	15	**1 ,83**	**1,83**	201,63	**0,04**	1,17

III.5.2.5. Vérification De la flèche

Tableau III. 56Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	1,997	0,49	15	Oui	4,87	4,87	201,63	Oui
Appuis	0,76	0,19	15	Oui	1,85	1,85	201,63	Oui

Tableau III. 57Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
15	100	11,40	0,091	1,16	Oui

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

III.5.2.5.1. Vérification De la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0{,}15}{2{,}3} = 0{,}065 \geq 0{,}0625 & CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \Rightarrow \quad 0{,}048 \geq 0{,}01 & CV \\ \frac{A}{b * d} = 0{,}0028 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}011 & CV \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.3. Dalle encastrée sur trois appuis :

III.5.3.1. Evaluation des charges :

Application

Calcul de la charge totale

On choisit la sollicitation la plus défavorable

G = 6.91 KN/m² Pu = 15,32 KN/m².

Q = 4 KN/m² P_{ser} = 10.91 KN/m².

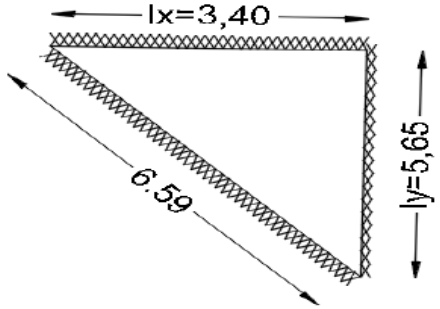


Figure III. 24.Schéma statique de la dalle.

III.5.3.2. Détermination des efforts

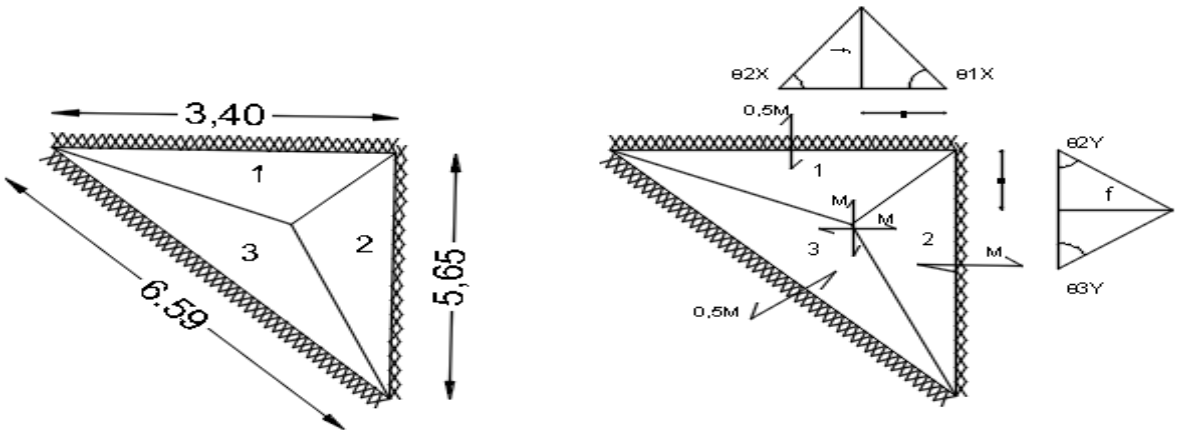


Figure III. 25.Lignes de rupture de la dalle.

.

On applique la méthode des lignes de rupture pour la détermination des efforts

•Travail externe :

$\Sigma \boldsymbol{T_{ext}}$ = 2,75 q f

•Travail interne

Tableau III. 58.Travail interne.

élément	moment		longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	L_x	f/y	(3,1/y)Mf
	-	0,5M	L_x	f/y	(1,55/y)Mf
2	+	M	Ly	$f/_X$	(5,35/x)Mf
	-	M	L_y	f/x	(5,35/x)Mf
3	+	0,5M	Lx	f/Ly-2y	(1,55/5,35-2y)Mf
	-	M	Lx	f/Ly-2y	(3,1/5,35-2y)Mf
	+	0,5M	Ly	f/Lx-2x	(2,675/3,1-2x)Mf
	-	M	Ly	f/Lx-2x	(5,35/3,1-2x)Mf
				Σ	**[(4,65/5,35-2y)+(8,02/3,1-2x)+(4,65/y)+(10,7/x)]Mf**

travail externe = travail interne $\Rightarrow x=0,94\,y=1,48\ m \Rightarrow M_u = 0,125P_u = 1,916\ kN.m$

III.5.3.3. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur

- Données

Tableau III. 59.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	d_y (cm)	11,7
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5
d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=bxh=1500 cm²			

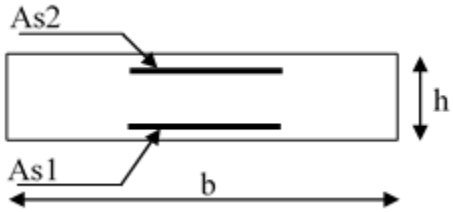


Figure III. 26.Section de calcul.

III.5.3.3.1. Armatures

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 1,5$

Tableau III. 60. ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)
Travée	1,916	0,008	0,996	0,44	1,5	**7HA8=3,52**
Appuis	0,958	0,004	0,998	0,22	1,5	**7HA8=3,52**

III.5.3.3.2. Espacement

Tableau III. 61. Espacement

	Travée	**Appuis**
calculé	100/7=14,28	100/7=14,28
choisi	**15**	**15**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

III.5.3.4. Vérifications

III.5.3.4.1. Vérifications Des contraintes

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 62. Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	3,85	0,94	15	Oui	5,68	9,48	201,63	Oui
Appuis	2,33	0,57	15	Oui	5,68	4,11	201,63	Oui

Tableau III. 63. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
15	100	18,38	0,147	1,16	Oui

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

III.5.3.4.2. Vérification De la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0{,}15}{3{,}1} = 0{,}048 \geq 0{,}0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0{,}048 \geq 0{,}02 & CV \\ \frac{A}{b*d} = 0{,}0028 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}011 & CV \end{cases}$$

Tant qu'e inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant:

Flèche admissible : $f_{adm} = L/250$.

Tableau III. 64.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
3.4	3,85	3,52	3,52	**0,4**	6.8

III.5.4. Dalle encastrée sur quatre appuis

III.5.4.1. Evaluation des charges

Calcul de la charge totale

On choisit la sollicitation la plus défavorable

G = 6.91 KN/m² Pu = 15,32 KN/m².

Q = 4 KN/m² P_{ser}= 10.91 KN/m².

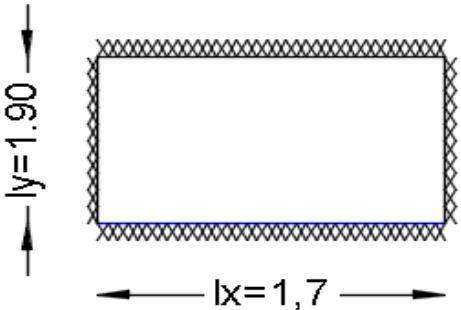


Figure III. 27.Schéma statique de la dalle.

III.5.4.1. Détermination des efforts

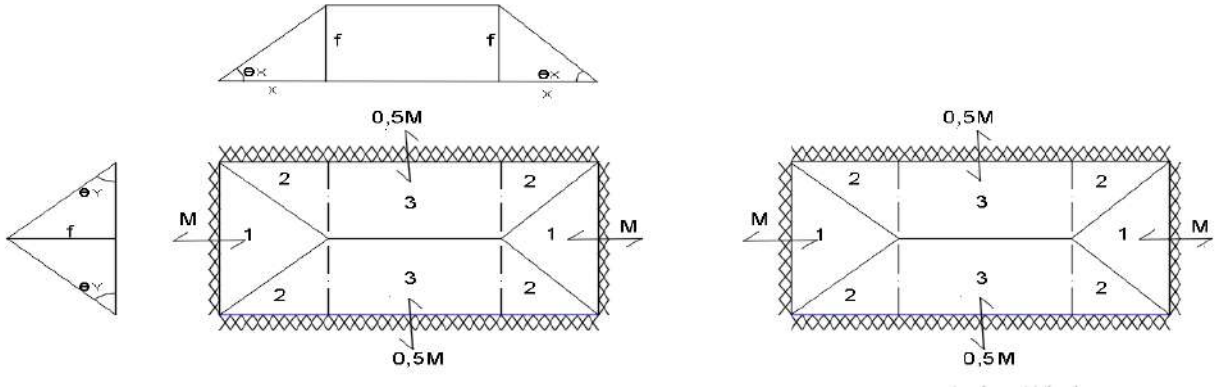


Figure III. 28.Lignes de rupture de la dalle.

On applique la méthode des lignes de rupture pour la détermination des efforts.

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

•Travail externe

Tableau III. 65.Travail externe de la dalle.

Éléments	Travail externe
1	q.fx.(0.632)
2	q.f.x(0.632)
3	q.f(1,614-1,9x)
∑	q.f(1,614-0,636x)

Travail interne .

Tableau III. 66.Travail interne

élément	moment		longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	L_y	f/x	(1,9/x)Mf
	-	M	L_y	f/x	(1,9/x)Mf
2	+	M	Lx	$f/_y$	(1,7/y)Mf
	-	0,5M	L_x	$f/_y$	(0,85/y)Mf
				Σ	**(5,368+7,6/x)Mf**

travail externe = travail interne $\Rightarrow x=0,949 \Rightarrow M_u = 0,075P_u = 1,149\,kN.m$

III.5.4.1. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

Données

Tableau III. 67.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	d_y (cm)	11,7
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5
d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=bxh=1500 cm²			

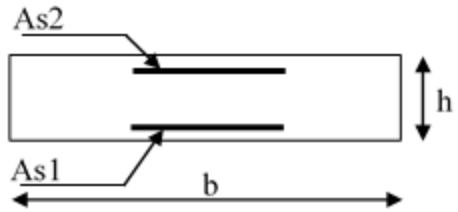


Figure III. 29.Section de calcul.

III.5.4.1.1. Armatures

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 1,5$

Tableau III. 68. ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)
Travée	1,149	0,005	0,997	0,26	1,5	7HA8=3,52
Appuis	0.574	0,002	0,999	0,13	1,5	7HA8=3,52

III.5.4.1.2. Espacement

Tableau III. 69.Espacement

	Travée	Appuis
calculé	100/7=14,28	100/7=14,28
choisi	**15**	**15**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

III.5.4.1. Vérifications

III.5.4.1.1. Vérifications Des contraintes

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 ; 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 70. Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	2,50	0,61	15	Oui	6,09	6,09	201,63	Oui
Appuis	1,05	0,26	15	Oui	2,56	2,56	201,63	Oui

Tableau III. 71. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
15	100	8,90	0,71	1,16	Oui

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

III.5.4.1.2. Vérification De la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0,15}{1,7} = 0,088 \geq 0,0625 & CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,15}{1,9} = 0,088 \geq 0,010 & CV \\ \frac{A}{b * d} = 0,0028 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,011 & CV \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. DALLE MACHINE :

III.6.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.6.2. Pré dimensionnement de la dalle :

On a deux condition à vérifiées :

Critère de résistance :

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec : L_x : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{max} = 1,80 m]
e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad \Rightarrow \quad 4 \leq e \leq 4,5$$

Condition de L'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25cm , donc on prend e = 25 cm.

III.6.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation :

On a deux types d'ascenseurs (Monte malade, Personnes), on étudie la dalle de monte malade qui supporte deux machine

Charges permanentes :

Tableau III. 72 Poids de la machine.

P(Kg)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

Poids de la machine supportée q = $\frac{\Sigma \text{ Pi}}{S} = \frac{17300}{4,68}$ = 3696 kg/m² = 36,96 kN/m².

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m².
G = (36,96x2) +6,25 **= 80,17 kN/m².**

Charges exploitations :

Q = 1250 kg (concentrée)
Q = 1,50 kN/m² (répartie)

Tableau III. 73.Détermination des charges

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
80,17	1,5	110,48	81,67

III.6.4. Détermination des sollicitations :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe E) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe) pour la détermination des moments à l'ELS.

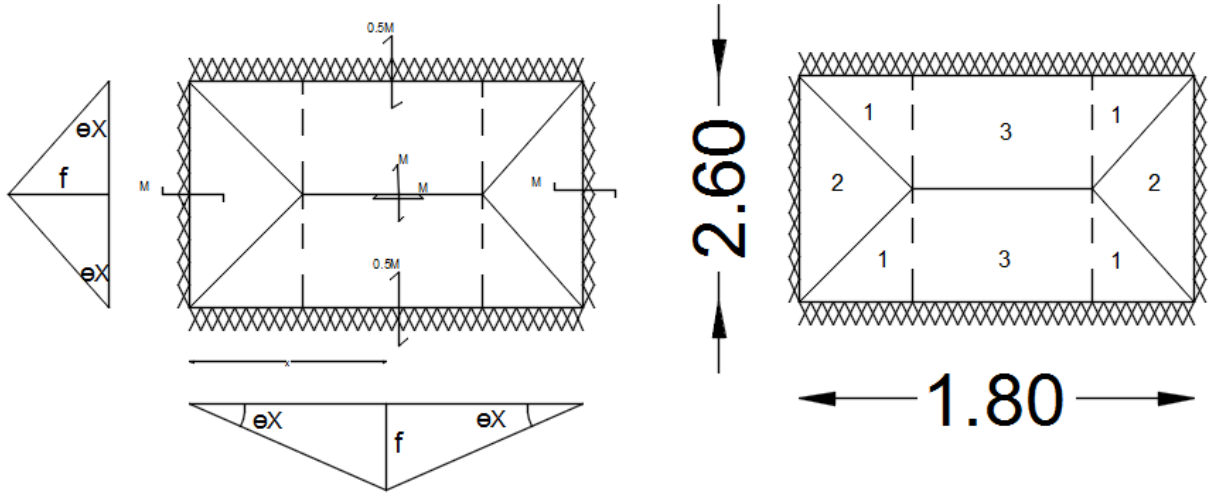


Figure III. 30.Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Tableau III. 74.Sollicitations de la dalle machine

Cas	M (kN.m)		Mt (kN.m)	Max (kN.m)	May (kN.m)
ELU	0,150 x Pu	16,57	16,57	16,57	8,28

Avec : $M_{Travée} = M$

$M_{Appui} = 0{,}5\ M$

III.6.5. Calcul de ferraillage à L'ELU :

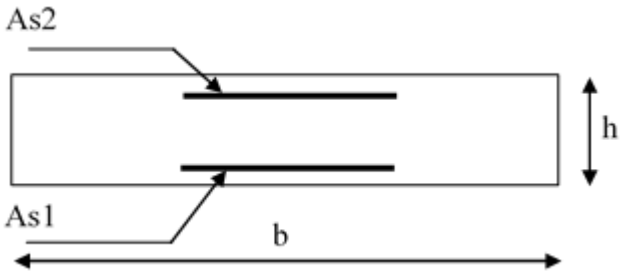


Figure III. 31. section de calcul.

Tableau III. 75. Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y).

Dalle		***Sollicitations à l'ELU***		***Section d'armatures calculées***		***Section d'armatures choisies***	
b(cm)	*e(cm)*	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	As_1	As_2
100	25	16,57	16,57	2,70	2,70	4HA10	4HA10

III.6.1. Vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau III. 76. Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X.

M_{ser}***(kN.m)***		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	***Vérifiée***	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	***Vérifiée***
Travée	17,97	1,71	15	Oui	19,80	0,00	201,63	Oui
Appui de rive	-6,39	0,58		Oui	0,00	6,99		Oui
Appui intermédiare	-10,65	0,97		Oui	0,00	11,64		Oui

Tableau III. 77. Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y.

M_{ser}***(kN.m)***		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	***Vérifiée***	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	***Vérifiée***
Travée	8,00	0,75	15	Oui	8,74	0,00	201,63	Oui
Appui	-10,65	0,97		Oui	0,00	11,64		Oui

III.6.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III. 78. Vérification des contraintes de cisaillement.

Dalle		$T_u(kN)$		***Tmax***	***Tadm***	***Vérifiée***
b (cm)	e (cm)	Sens X	58,48	0,26	1,16	Oui
100	25	Sens Y	37,20	0,17	1,16	Oui

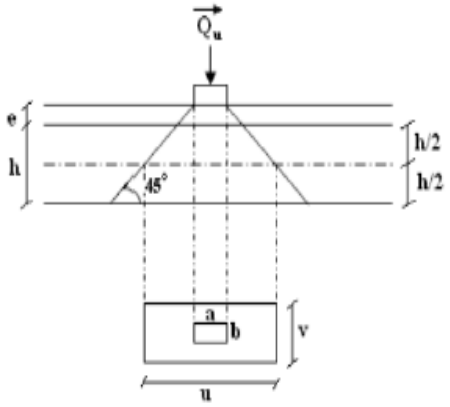


Figure III. 32Vérification de poinçonnement.

III.6.1. Vérification de la flèche à L'ELS :

$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{180} = 0{,}13 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{17{,}97}{20 \times 17{,}97} = 0{,}05.$

$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{3{,}14}{100 \times 22{,}5} = 0{,}001 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{3{,}14}{100 \times 21{,}5} = 0{,}001 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

Les deux conditions sont vérifiées : donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.2. Vérification Poinçonnement :

$P \leq 0{,}045 . u_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec: P = max [P1…..P9] = P1 = 8400 kg = 84 kN

Uc = 2 (u+v) ; Uc = 2a +2b +4h +8e; (a = b = e = 0).

Uc = 4h = 25x4 = 100 cm

P = 84 kN ≤ 0,045 x (1000) x(250)x25/1,5=187,5

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.

IV.1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **[RPA99v2003]**.

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure

IV.2. DISPOSITION DES VOILES

- **Les Dispositions des voiles proposées :**

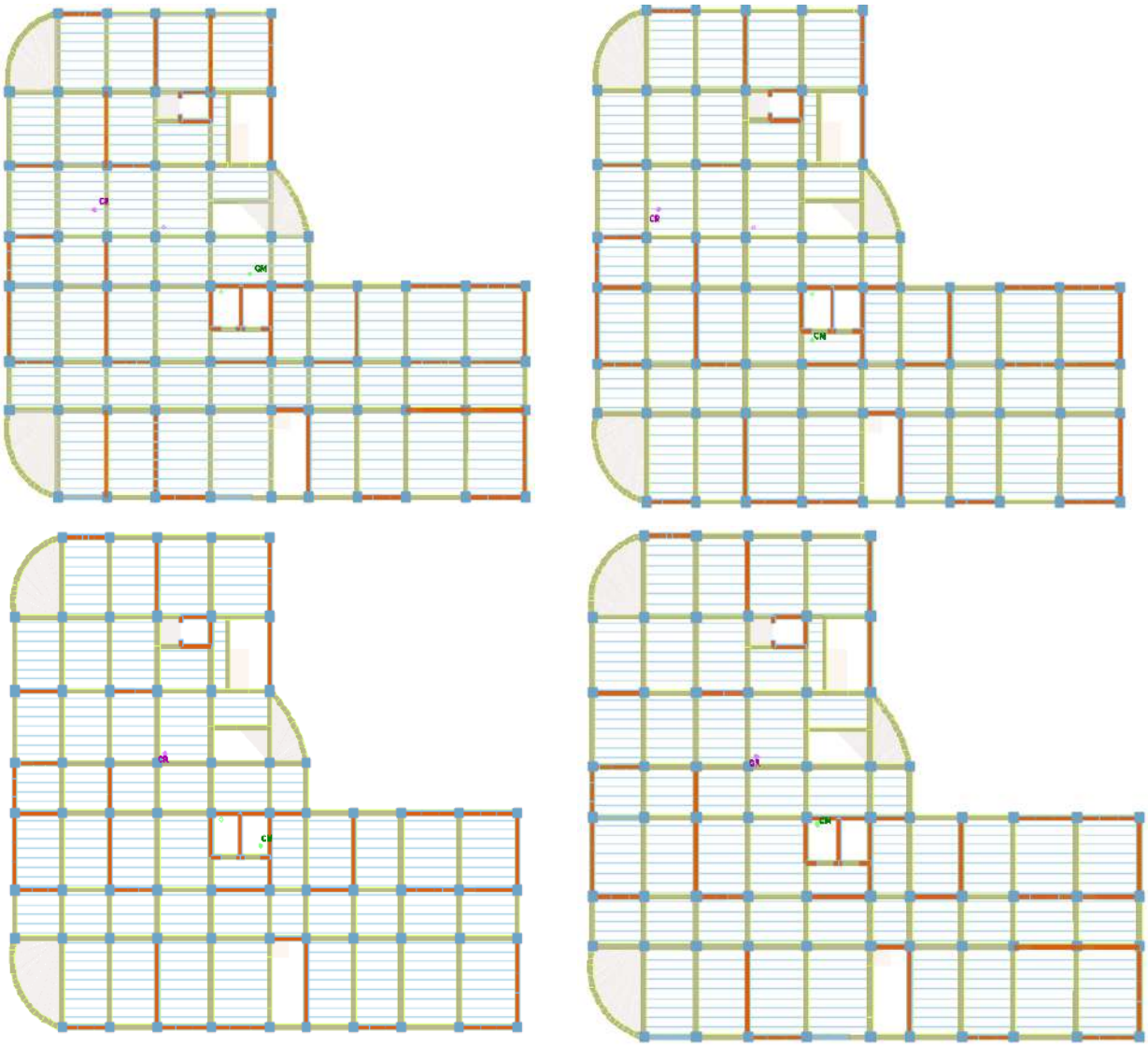


Figure IV. 1. les dispotitions des voiles proposées

- **Meilleure Dispositions des voiles :**

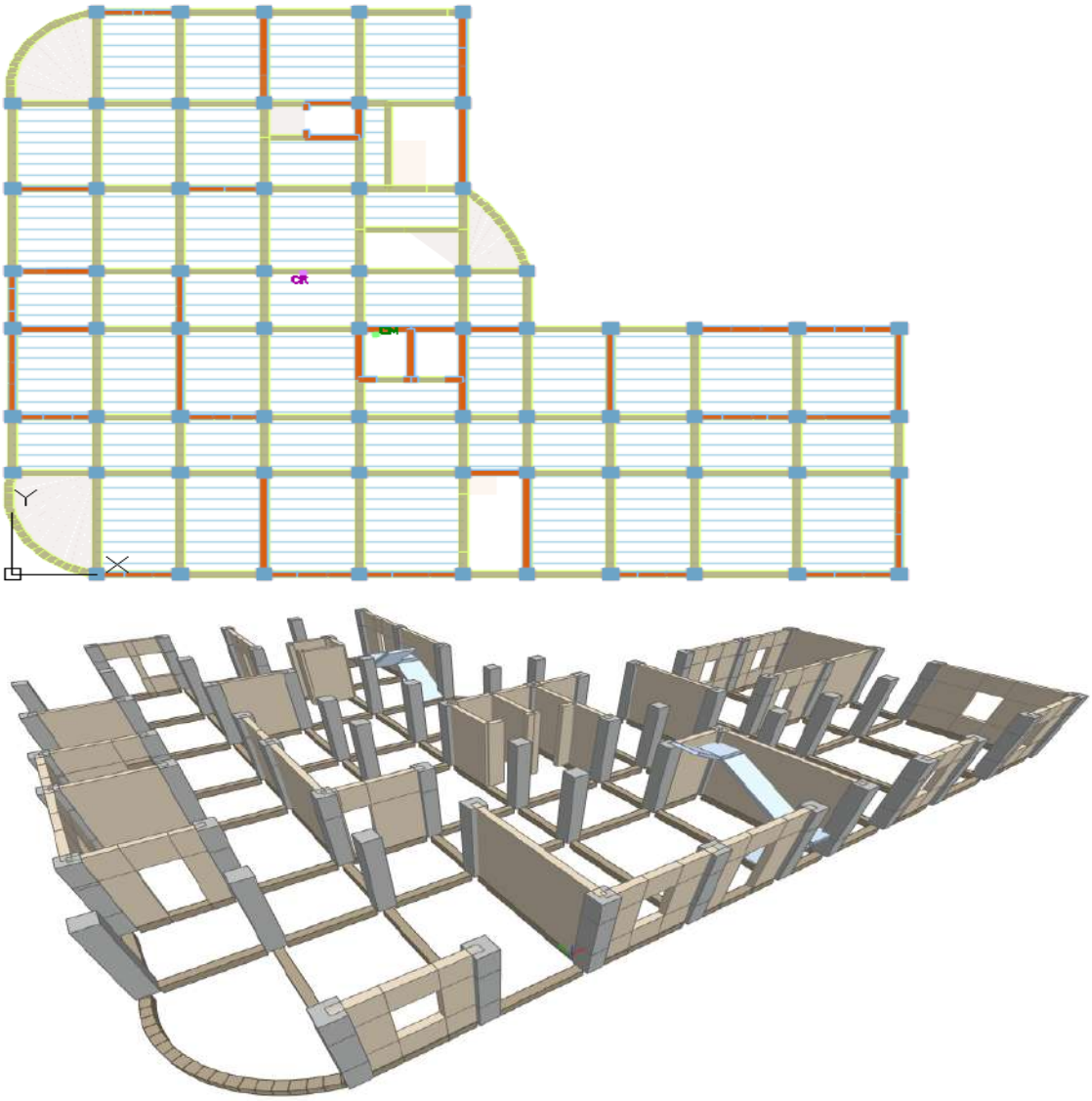


Figure IV. 2. Meilleure Dispositions des voiles

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL [ART 4.1.2 RPA99V2003]

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situ en *(zone III)*, appartient au *(groupe d'usage* A1) et dépasse le *(8 mètres)* en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale.

IV.4. MODELISATION [ART 4.3.2.B RPA99V2003]

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3DDL), encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers.

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : **‘SAP2000 v20.2.0’**.

IV.5. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES

IV.5.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) .

IV.5.2. Centre de rigidité

Il se présente dans le plan horizontal. C’est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu’un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de 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 la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Tableau IV. 1.Centre de masse et de centre de rigidité.

niveaux (m)	centre de masse		centre de rigidité	
	$X_G=\frac{\Sigma m_i.x_i}{\Sigma m_i}$ (m)	$Y_G=\frac{\Sigma m_i.y_i}{\Sigma m_i}$ (m)	$X_R=\frac{\Sigma k_{yi}.x_i}{\Sigma k_{yi}}$ (m)	$Y_R=\frac{\Sigma k_{xi}.y_i}{\Sigma k_{xi}}$ (m)
3.40	14.641	13.300	6.809	19.074
6.80	14.716	13.306	11.482	16.844
10.20	14.686	13.207	11.783	16.833
13.60	14.731	13.181	11.814	16.920
17.00	14.737	13.171	11.795	17.001
20.40	14.737	13.171	11.769	17.075
23.80	14.739	13.163	11.747	17.139
27.20	14.745	13.154	11.730	17.199
30.60	14.745	13.154	11.718	17.253
34.00	14.745	13.154	11.707	17.304
37.40	14.594	13.178	11.693	17.347
40.80	10.465	14.978	11.668	17.370

IV.5.3. Excentricité théorique et admissible [Art 3.5.1.A2 RPA99v2003]

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

$$\text{Dimensions : } \begin{cases} L_x = 35.94 \text{ m} \\ L_y = 31.25 \text{ m.} \end{cases}$$

Tableau IV. 2.Excentricité théorique et admissible.

niveaux (m)	théorique + accidentelle		admissible		vérification
	$E_x=\lvert X_R-X_G\rvert$ (m)	$E_y=\lvert Y_R-Y_G\rvert$ (m)	$\overline{E_x}=15\%L_x$ (m)	$\overline{E_y}=15\%L_y$ (m)	
3.40	7.832	5.774	**5.39**	**4.69**	non
6.80	3.234	3.538	**5.39**	**4.69**	oui
10.20	2.903	3.626	**5.39**	**4.69**	oui
13.60	2.917	3.739	**5.39**	**4.69**	oui
17.00	2.942	3.830	**5.39**	**4.69**	oui
20.40	2.968	3.904	**5.39**	**4.69**	oui
23.80	2.992	3.976	**5.39**	**4.69**	oui
27.20	3.015	4.045	**5.39**	**4.69**	oui
30.60	3.027	4.099	**5.39**	**4.69**	oui
34.00	7.832	5.774	**5.39**	**4.69**	oui
37.40	3.234	3.538	**5.39**	**4.69**	oui

Tant qu'il y a un niveau qui n'est pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

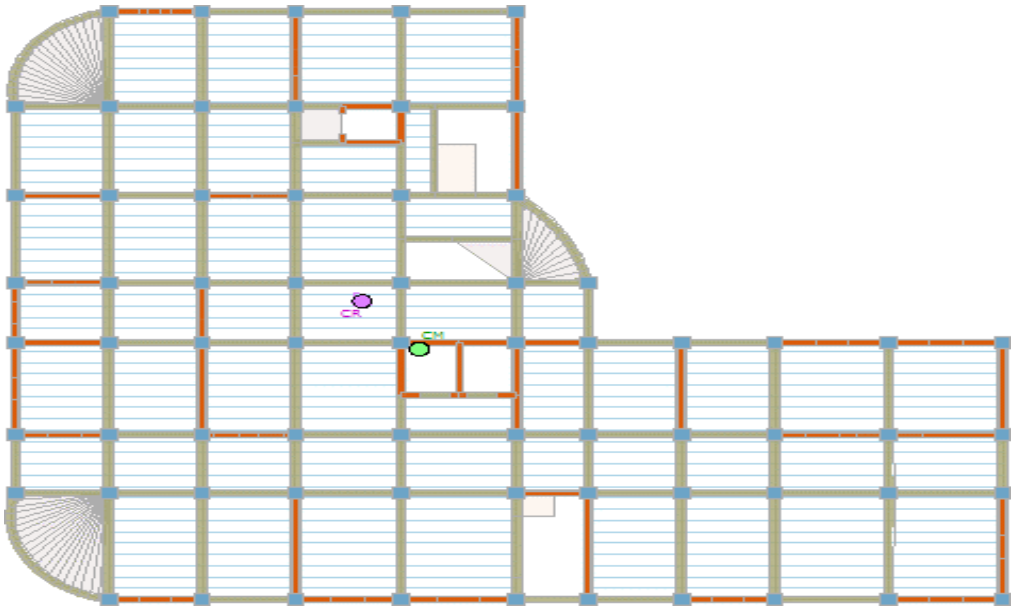


Figure IV. 3. Centre de masse et centre de rigidité

IV.5.1. Spectre de réponse [Art 4.3.3 RPA99v2003]

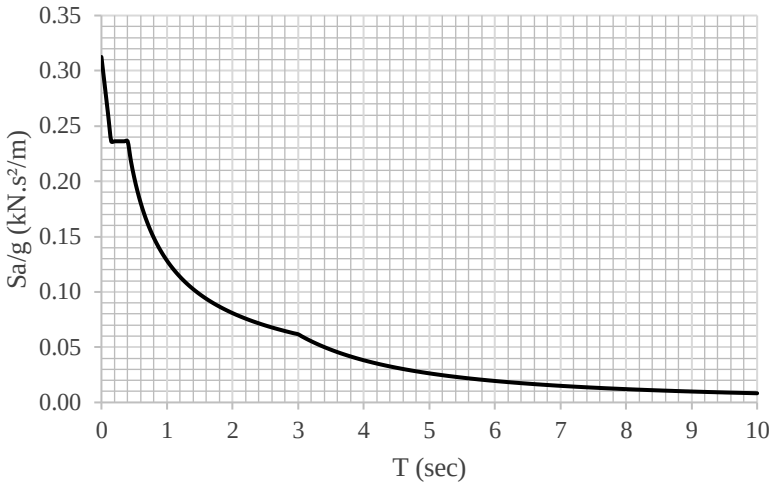


Figure IV.5.1.Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \rightarrow 0\leq T\leq T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \rightarrow T_1<T\leq T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow T_2<T\leq 3{,}0s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \rightarrow T>3{,}0s \end{cases}$$

IV.5.2. Coefficient d'accélération [Tab 4.1 RPA99v2003]

En fonction de la zone sismique et de groupe d'usage de l'ouvrage.

$$\begin{cases}\text{Zone sismique : III.}\\ \text{Groupe d'usage :1 .}\end{cases} \Rightarrow \mathbf{A = 0{,}4}$$

IV.1.1. Pourcentage d'amortissement critique [Tab 4.2 RPA99v2003]

En fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\begin{cases}\text{Système : portiques.}\\ \text{Matériau : béton/maçonneries .}\\ \text{Remplissage : dense.}\end{cases} \Rightarrow \boldsymbol{\xi = 10\%}.$$

IV.5.3. Facteur de correction d'amortissement [Art 4.2.3 RPA99v2003]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \Rightarrow \boldsymbol{\eta = 0{,}764}.$$

IV.5.4. Justification du coefficient de comportement [Art 3.4.A.2 RPA99v2003]

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).**

IV.5.4.1. Suivant l'axe (X)

Tableau IV. 3.Justification du coefficient du comportement suivant (X).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_x /poteaux (%)	T_x /voiles (%)
40.80	**52.292**	**47.708**	0,00	100,00
37.40	**55.629**	**44.371**	0,00	100,00
34.00	**56.491**	**43.509**	0,00	100,00
30.60	**56.917**	**43.083**	0,00	100,00
27.20	**57.611**	**42.389**	0,00	100,00
23.80	**60.645**	**39.355**	0,00	100,00
20.40	**61.003**	**38.997**	0,00	100,00
17.00	**61.639**	**38.361**	0,00	100,00
13.60	**64.345**	**35.655**	0,00	100,00
10.20	**65.171**	**34.829**	0,00	100,00
6.80	**65.095**	**34.905**	0,00	100,00
3.40	**53.255**	**46.745**	0,00	100,00

IV.5.4.1. Suivant l'axe (Y)

Tableau IV. 4.Justification du coefficient du comportement suivant (Y).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_y /poteaux (%)	T_y /voiles (%)
40.80	**52.965**	**47.035**	0,00	100,00
37.40	**55.796**	**44.204**	0,00	100,00
34.00	**56.321**	**43.679**	0,00	100,00
30.60	**56.653**	**43.347**	0,00	100,00
27.20	**57.203**	**42.797**	0,00	100,00
23.80	**60.031**	**39.969**	0,00	100,00
20.40	**60.471**	**39.529**	0,00	100,00
17.00	**61.015**	**38.985**	0,00	100,00
13.60	**63.678**	**36.322**	0,00	100,00
10.20	**64.345**	**35.655**	0,00	100,00
6.80	**63.913**	**36.087**	0,00	100,00
3.40	**56.485**	**43.515**	0,00	100,00

IV.5.5. Facteur de qualité [Tab 4.4 RPA99v2003]

$$Q = 1 \pm \sum_{n=1}^{n=6} P_q$$

Tableau IV. 5.Valeur du facteur du qualité.

	P_q			
critère « q »	observé	non observé	Q_x	Q_y
1- conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05	*0*	*0*
2- redondance en plan	0	0,05	*0*	*0*
3- régularité en plan	0	0,05	*0,05*	*0,05*
4- régularité en élévation	0	0,05	*0,05*	*0,05*
5- contrôle de la quantité des matériaux	0	0,05	*0,05*	*0,05*
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	*0*	*0*
			1,15	**1,15**

IV.5.6. Périodes caractéristiques [Tab 4.7 RPA99v2003]

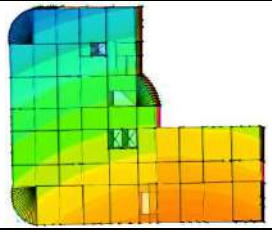
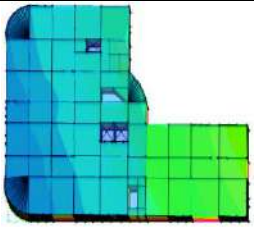
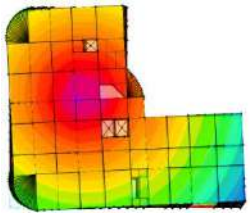
$$\text{Site S1 (Roche)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0{,}15 \text{ sec} \\ T_2 = 0{,}30 \text{ sec} \end{cases}$$

IV.6. RESULTATS DES ANALYSES DYNAMIQUES

IV.6.1. Analyse modale : [Art 4.3.4 RPA99v2003]

IV.6.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV. 6.Comporetement des trois premiers modes.

mode	mode 1 / T_1 = 0,67 s	mode 2 / T_2 = 0,54 s	mode 3 / T_3 = 0,45 s
	participation massique (%)	participation massique (%)	participation massique (%)
suivant (X)	**54.71**	7.38	5.81
suivant (Y)	5.08	**57.12**	2.34
autour de (Z)	7.02	0.49	**54.40**
comportement			
	translation suivant (X)	translation suivant (Y)	rotation autour de (Z)

IV.6.1.1. Participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV. 7.Participation massique.

mode	période (sec)	cumulé des masses modales effectives (%)		
		suivant (X)	suivant (Y)	Autour de (Z)
16	0.082	**91.95**	83.68	79.92
55	0.060	94.18	**90.03**	84.53
223	0.023	97.71	96.54	**90.06**

- **Commentaire**

  - La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 223ème mode

Le nombre des modes totales : **5872 modes.**
Le temps des modes totales : **20,05 sec.**
Le nombre des modes retenus : **223 modes.**
Le temps des modes retenus :**11,54 sec.**

IV.6.2. Analyse statique et dynamique

IV.6.2.1. Vérification de la force sismique à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]

La résultante des forces sismiques à la base 'E_d' obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' :

$$\frac{E_d}{V} \geq 0{,}8$$

La force sismique totale 'V' doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par [Art 4.2.3 RPA99v2003] :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Tableau IV. 8.Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y
0.4	1.258	1.201	3,5	1.15	1.15
W (KN)		V_x (kN)		V_y (kN)	
140643.065		23206.106		22221.604	

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V20.2 »

Tableau IV. 9.Vérification de la force sismique à la base.

E_{dx} (kN)	V_x (kN)	E_{dy} (kN)	V_y (kN)
18830.125	18500.475	18500.475	20057.158
Rapport : $\frac{E_{dx}}{V_x}$		Rapport : $\frac{E_{dy}}{V_y}$	
0.811>0,8		**0.833>0,8**	

IV.6.2.2. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

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

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{dx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{ty}$$

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

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV. 10.Vérification de la stabilité au renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
$M_R = \Sigma M_{ri} = \Sigma h_i.F_i$		$M_S = \Sigma M_{si} = \Sigma X_{Gi}.W_i$	
M_{rx} (kN.m)	415146.2752	M_{ry} (kN.m)	404853.6956
M_{sx} (kN.m)	1876023.412	M_{sy} (kN.m)	2135317.63
M_{sx} / M_{rx}	**4,52 > 1,5**	M_{sy} / M_{ry}	**5,27 > 1,5**

- **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement.

IV.6.2.3. Vérification du déplacement en tête [Art 4.4.3 RPA99v2003]

$$\text{dép. réel} \leq \frac{H}{250}$$

IV.6.2.3.1. Suivant l'axe (X)

Tableau IV. 11.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (X).

dép. théorique	R	H (cm)	dép. réel = R x dép. théorique	dép. admissible = H/250	vérification
4.175	3,5	40.80	**14.613**	**16.32**	oui

IV.6.2.3.2. Suivant l'axe (Y)

Tableau IV. 12.Vérification du déplacement en tête suivant l'axe (Y).

dép. théorique	R	H (cm)	dép. réel = R x dép. théorique	dép. admissible = H/250	vérification
2.394	3,5	40.80	**8.379**	**16.32**	oui

- **Commentaire**

Les déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.6.2.4. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.3 RPA99v2003]

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au 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 le RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

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

h_e : La hauteur d'étage

IV.6.2.4.1. Suivant l'axe (X)

Tableau IV. 13.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X).

niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ_x (cm)	δ_x x R (cm)	Δ_x (cm)	δ_{adm} (cm)	ε_x (‰)	[ε] (‰)	vérification
40.80	3.40	4.175	14.613	**1.442**	**3.4**	**2.97**	**3.5**	oui
37.40	3.40	3.763	13.171	**1.47**	**3.4**	**3.03**	**3.5**	oui
34.00	3.40	3.343	11.701	**1.505**	**3.4**	**3.1**	**3.5**	oui
30.60	3.40	2.913	10.196	**1.526**	**3.4**	**3.14**	**3.5**	oui
27.20	3.40	2.477	8.67	**1.53**	**3.4**	**3.15**	**3.5**	oui
23.80	3.40	2.04	7.14	**1.498**	**3.4**	**3.08**	**3.5**	oui
20.40	3.40	1.612	5.642	**1.431**	**3.4**	**2.95**	**3.5**	oui
17.00	3.40	1.203	4.211	**1.32**	**3.4**	**2.72**	**3.5**	oui
13.60	3.40	0.826	2.891	**1.162**	**3.4**	**2.39**	**3.5**	oui
10.20	3.40	0.494	1.729	**0.945**	**3.4**	**1.95**	**3.5**	oui
6.80	3.40	0.224	0.784	**0.651**	**3.4**	**1.34**	**3.5**	oui
3.40	3.40	0.038	0.133	**0.133**	**3.4**	**0.27**	**3.5**	oui

IV.6.2.4.2. Suivant l'axe (Y)

Tableau IV. 14.Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y).

niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ_y (cm)	δ_y x R (cm)	Δ_y (cm)	δ_{adm} (cm)	ε_y (‰)	[ε] (‰)	vérification
40.80	3.40	2.394	8.379	**0.794**	**3.4**	**1.63**	**3.5**	oui
37.40	3.40	2.167	7.585	**0.837**	**3.4**	**1.72**	**3.5**	oui
34.00	3.40	1.928	6.748	**0.857**	**3.4**	**1.76**	**3.5**	oui
30.60	3.40	1.683	5.891	**0.875**	**3.4**	**1.8**	**3.5**	oui
27.20	3.40	1.433	5.016	**0.872**	**3.4**	**1.8**	**3.5**	oui
23.80	3.40	1.184	4.144	**0.854**	**3.4**	**1.76**	**3.5**	oui
20.40	3.40	0.94	3.29	**0.815**	**3.4**	**1.68**	**3.5**	oui
17.00	3.40	0.707	2.475	**0.756**	**3.4**	**1.56**	**3.5**	oui
13.60	3.40	0.491	1.719	**0.669**	**3.4**	**1.38**	**3.5**	oui
10.20	3.40	0.3	1.05	**0.549**	**3.4**	**1.13**	**3.5**	oui
6.80	3.40	0.143	0.501	**0.382**	**3.4**	**0.79**	**3.5**	oui
3.40	3.40	0.034	0.119	**0.119**	**3.4**	**0.25**	**3.5**	oui

- **Commentaire**

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.6.2.5. Vérification du cisaillement des éléments

IV.6.2.5.1. Poutres [Art A.5.1 CBA93]

$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \tau_{adm}$$

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

$$\tau_{adm} = \text{Min}\left[0{,}15 \times {f_{c28}}/{\gamma_b}\,;\ 4\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV. 15.Vérification du cisaillement des poutres.

section	b x h (cm^2)	L (m)	comb.	fiss.	T (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
PP	35x50	3,10	G+Q+Edy	non préjudiciable	297.47	**1.79**	**4.35**
PS	30x40	3.40	G+Q+Edy	non préjudiciable	320.94	**2.85**	**3.26**
CH	30x40	1.70	1,35G+1,5Q	non préjudiciable	139.94	**1.24**	**3.26**

- **Commentaire**

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

IV.6.2.5.1. Poteaux [Art 7.4.3.2 RPA99v2003]

D'appris (RPA2003 « Art 3.4.b »). 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.

$$\begin{cases} \tau = \dfrac{T_{max}}{b.d} \leq \tau_{adm} \\ \tau_{adm} = \rho_d . f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{\mathbf{L_f}}{\mathbf{i}} = \frac{\mathbf{0{,}7 \times H}}{(\mathbf{b}/\sqrt{\mathbf{12}})}$$

a) Suivant l'axe (X)

Tableau IV. 16.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

section	L (m)	comb.	T (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
PT 60x60	3.40	1,35.G+1,5.Q	112.01	**0.325**	**1**
PT 55x55	3.40	1,35.G+1,5.Q	95.16	**0.330**	**1**
PT 50x50	3.40	1,35.G+1,5.Q	79.40	**0.334**	**1**
PT 45x45	3.40	1,35.G+1,5.Q	74.21	**0.388**	**1**

b) Suivant l'axe (Y)

Tableau IV. 17.Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

section	L (m)	comb.	T (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
PT 60x60	3.40	1,35.G+1,5.Q	54.31	**0.157**	**1**
PT 55x55	3.40	1,35.G+1,5.Q	57.33	**0.199**	**1**
PT 50x50	3.40	1,35.G+1,5.Q	70.43	**0.297**	**1**
PT 45x45	3.40	1,35.G+1,5.Q	62.12	**0.325**	**1**

- **Commentaire**

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

IV.6.2.5.2. Voiles [Art 7.7.2 RPA99v2003]

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: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

a) Suivant l'axe (X)

Tableau IV. 18.Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X).

type de voile	ep (cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
de contreventement	25	1.20	G+Q+E_{dx}	964.18	**4.98**	**5,00**
périphérique	25	3.1	G+Q+E_{dx}	241.23	**4.40**	**5,00**

b) Suivant l'axe (Y)

Tableau IV. 19.Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y).

type de voile	ep (cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
de contreventement	25	0.4	G+Q+E_{dy}	269.37	**4.19**	**5,00**
périphérique	25	3.1	G+Q+E_{dy}	2105.21	**4.22**	**5,00**

- **Commentaire**

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

IV.6.2.6. Vérification de l'effort normal réduit [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteaux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

- **Remarque**

Les sections des poteaux choisies dans la phase de pré dimensionnement ne sont pas satisfaites d'après la vérification de l'effort normal réduit à la base. On a décidé d'augmenter les sections est refaire les vérification.

Tableau IV. 20.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

	section	B_c (cm^2)	comb.	N_d (KN)	υ	vérification
suivant (X)	60x60	3364	G+Q-E_{dx}	2436.23	**0,28**	oui
suivant (Y)	60x60	3364	G+Q-E_{dy}	2226.26	**0,26**	oui

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

IV.6.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003].

L'effet de P-Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta=\frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0,1$$

Et la valeur de 'V_k' est calculée par la formule suivante :

$$V_k=\frac{P_k.h_i}{\sum P_k.h_i}.E_d$$

Tableau IV. 21.Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

h_i (m)	P_k (kN)	$P_k.h_i$ (kN.m)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_x	θ_y
40.80	7558.47	308385.576	1.44	0.8	1851.77	1819.35	340	**0.017**	**0.01**
37.40	11589.71	433455.154	1.47	0.83	2602.77	2557.21	340	**0.019**	**0.011**
34.00	11811.36	401586.24	1.5	0.86	2411.41	2369.2	340	**0.022**	**0.013**
30.60	11811.36	361427.616	1.53	0.87	2170.27	2132.28	340	**0.024**	**0.014**
27.20	11811.36	321268.992	1.53	0.88	1929.13	1895.36	340	**0.028**	**0.016**
23.80	11915.21	283581.998	1.5	0.85	1702.83	1673.02	340	**0.031**	**0.018**
20.40	12026.78	245346.312	1.43	0.82	1473.23	1447.44	340	**0.034**	**0.02**
17.00	12026.78	204455.26	1.32	0.75	1227.7	1206.2	340	**0.038**	**0.022**
13.60	12140.51	165110.936	1.16	0.67	991.44	974.09	340	**0.042**	**0.025**
10.20	12298.04	125440.008	0.95	0.55	753.23	740.04	340	**0.046**	**0.027**
6.80	12263.34	83390.712	0.65	0.38	500.74	491.97	340	**0.047**	**0.028**
3.40	13390.14	45526.476	0.13	0.12	273.37	268.59	340	**0.019**	**0.018**
	$\Sigma P_k.h_i$	**2978975.28**							

- **Commentaire :** L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure.

IV.7. CONCLUSION

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV. 22..Dimensionnement finales des éléments.

étage	poteaux	poutres
10ème	**45x45**	
9éme	**50x50**	poutres principales
8éme	**50x50**	**35x50**
7éme	**50x50**	poutres secondaires
6éme	**55x55**	**30x40**
5éme	**55x55**	chainages
4éme	**55x55**	**30x40**
3éme	**55x55**	longrines
2éme	**60x60**	**30x30**
1éme	**60x60**	
RDC	**60x60**	
Sous-sol	**60x60**	
voiles périphériques/de contreventements		**25**

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

V.1. INTRODUCTION

Le calcul de ferraillage sera fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1. **Ferraillage longitudinal des poutres**

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Dans notre projet on a deux cas de poutres :

- cas ordinaire ;
- cas spécial (le cas spécial c'est des poutres situées entre les voiles qui résultent un grand moment au niveau des appuis de ces poutres).

Tableau V. 1. La section calculée d'armatures des poutres.

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	35x50	128,21	1,35G+1,5Q	8,26	-158,66	1,35G+1,5Q	10,40
Poutres principals spéciale	35x50	331,02	G+Q+Edy	20,04	-346,50	G+Q+Edy	21,15
Poutres secondaires	30x40	120.47	0.8G+Edy	8.77	-142.029	$G + Q + E_y$	10.54

Tableau V. 2.La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
	8,26	10,40	$4HA16 + 2_{CH}HA16 = 12{,}06$	$4HA16 + 2_{CH}HA16 = 12{,}06$
Poutres principales spéciale	20,04	21,15	12HA16 =24,13	12HA16 =24,13
Poutres secondaires	$\mathbf{A_{S1}, A_{S2}(cm^2)}$		$\mathbf{A_{S1}, A_{S2}(cm^2)}$	
	10.54		$3HA16 + 3_{CH}HA16 = 12.06$	

V.2.2. **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V. 3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$\mathbf{M_{t\,ser}}$ $\mathbf{(kN.m)}$	$\mathbf{M_{a\,ser}}$ $\mathbf{(kN.m)}$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $\mathbf{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $\mathbf{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ $\mathbf{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $\mathbf{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $\mathbf{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ $\mathbf{(MPa)}$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ $\mathbf{(MPa)}$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ $\mathbf{(MPa)}$	
Poutres principales	93,27	-113,42	5,81	179,64	73,19	6,75	188,51	86,01	15	201,63	CV
Pouter principals spéciale	179,62	-132,57	6,71	171,78	86,36	4,95	126,78	63,72	15	201,63	CV
Poutres secondaires	84.25	-76.96	10.75	201.63	123.35	6.65	187.95	80.52	15	201,63	CV

Section minimale

$A_{min} = 0.5\%\, b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\, b.h\ (cm^2) \quad CBA93\ (Art.B.6.4).$$

Tableau V. 4.Vérification de section d'armatures.

Elément	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{tmin}(cm^2)}$	Vérification
Poutres principales	12,06	12,06	8,75	1.75	CV
Pouter principals spéciale	24,13	24,13	8,75	1,75	CV
Poutres secondaires	6.03	12.06	6,00	1,20	CV

V.2.3. **Vérification de la flèche**

• Vérification de la flèche des poutres principales :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.50}{5.35} = 0.093 \geq 0.0625 & \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.093 \geq \frac{128,21}{10 * 198,32} = 0.064 & \text{CV} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{12,06}{35 * 47,5} = 0.0075 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 & \text{CV} \end{cases}$$

k : Est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq k \leq 0,85$), on prend : k=0,8

• Vérification de la flèche des poutres principales spéciale :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois inégalités suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $0,093 \geq 0,0625$ .. CV , $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ $0,093 \geq 0,11$ .. CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant -CBA93aArt.B.6.5.3 :

[f] adm = $\frac{L}{500}$ si L≤ 5m

[f] adm = $\frac{L}{1000} + 0,5$cm si L≥ 5m

Tableau V. 5. Vérification de la flèche des poutres principales spéciales

Poutres principales spéciale			Solicitations à L'ELS			Armatures principales		Fléche		vérification
L	**b**	**h**	M_{ag}	M_t	M_{ad}	A_{S1}	A_{S2}	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	**CV**
5,65	35	50	-24,64	91,21	00	24.13	24.13	1,8	10,7	

• Vérification de la flèche des poutres secondaire :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois inégalités suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $0.132 \geq 0,0625$ .. CV , $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ $0.132 \geq 0.208$ .. CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant -CBA93aArt.B.6.5.3 :

[f] adm = $\frac{L}{500}$ si L≤ 5m

[f] adm = $\frac{L}{1000} + 0,5$cm si L≥ 5m

Tableau V. 6.Vérification de la flèche des poutres poutres secondaire

poutres secondaire			Solicitations à L'ELS			Armatures principales		Fléche		vérification
L	**b**	**h**	M_{ag}	M_t	M_{ad}	A_{S1}	A_{S2}	$[f]_t$	$[f]_{adm}$	**CV**
3.40	30	40	-33.83	56.39	00	6.03	6.03	2.6	6.8	

V.2.4. **Ferraillage transversal des poutres**

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

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

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \le \dfrac{h}{2} \qquad\qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V. 7.La section d'armatures transversales.

Elément	$\mathbf{V_{max}(kN)}$	$\boldsymbol{\tau_u(MPa)}$	$\mathbf{S_{adoptée}(cm)}$		$\mathbf{A_{t\ choisie}}$ (cm²)
			S(ZN) (cm)	**S′(ZC) (cm**	
Poutres principales	192,51	1.13	10	20	$4\emptyset8 = 2{,}01$
Poutres principales speciale	297,46	1,79	10	20	$4\emptyset8 = 2{,}01$
Poutres secondaires	320,94	2,85	10	15	$3\emptyset8 = 1{,}51$

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \le \bar{\tau}$$

Tableau V. 8.Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	**Section**	$\mathbf{V_{max}(kN)}$	**Combinaison**	$\boldsymbol{\tau}$ **(MPa)**	$\bar{\boldsymbol{\tau}}$ **(MPa)**	$\boldsymbol{\tau \le \bar{\tau}}$
Poutres principales	35x50	192,51	$G + Q + E_x$	1,13	4,34	CV
Poutres principales spéciale	35x50	297,46	$G + Q + E_x$	1,75	4,34	CV
Poutres secondaires	30x35	320,94	$G + Q + E_y$	2,85	3.26	CV

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

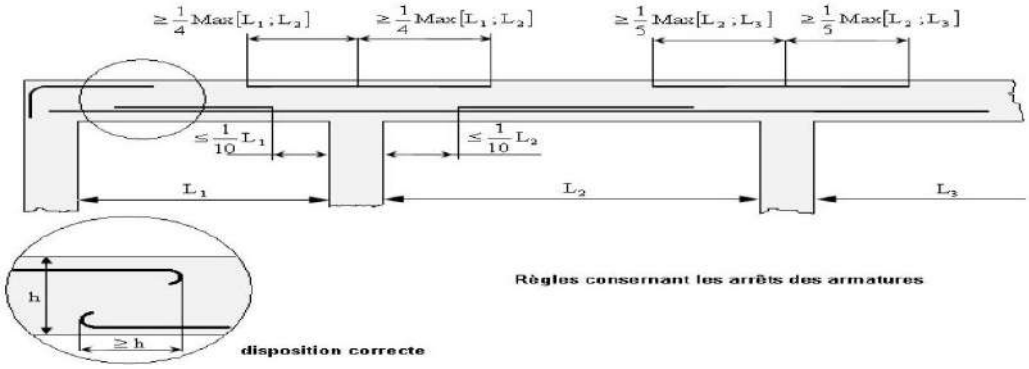


Figure V. 1.Disposition des armatures pour les poutres.

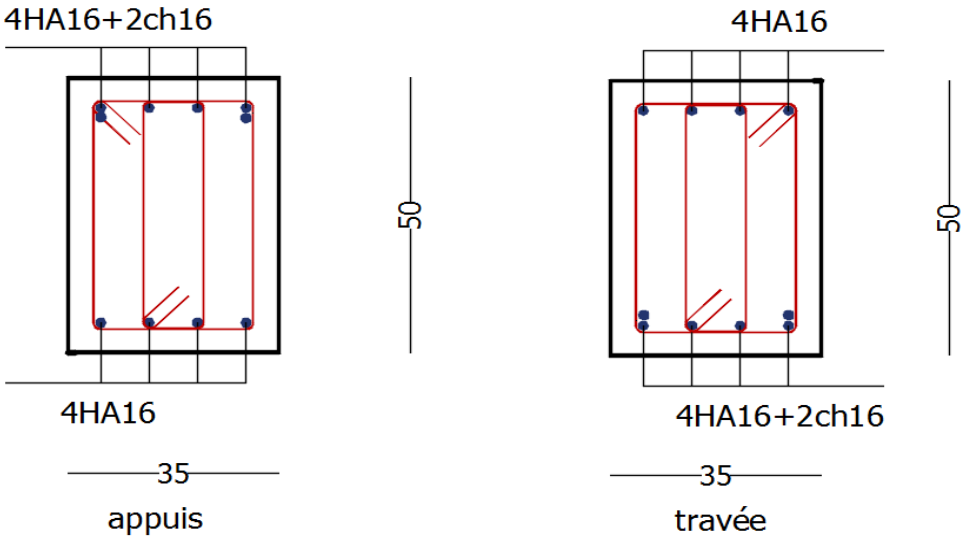


Figure V. 2.Dessin de ferraillage des poutres principales.

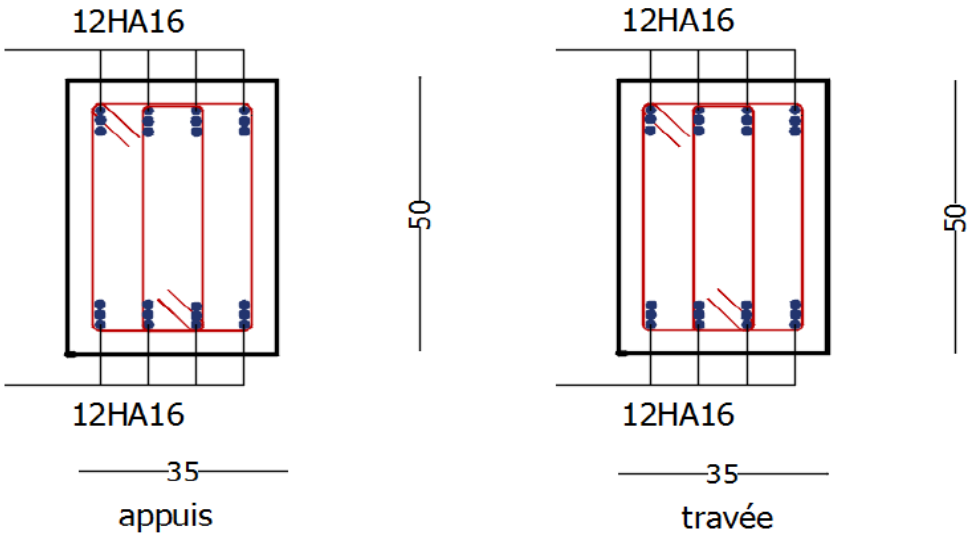


Figure V. 3..Dessin de ferraillage des poutres principales spéciale

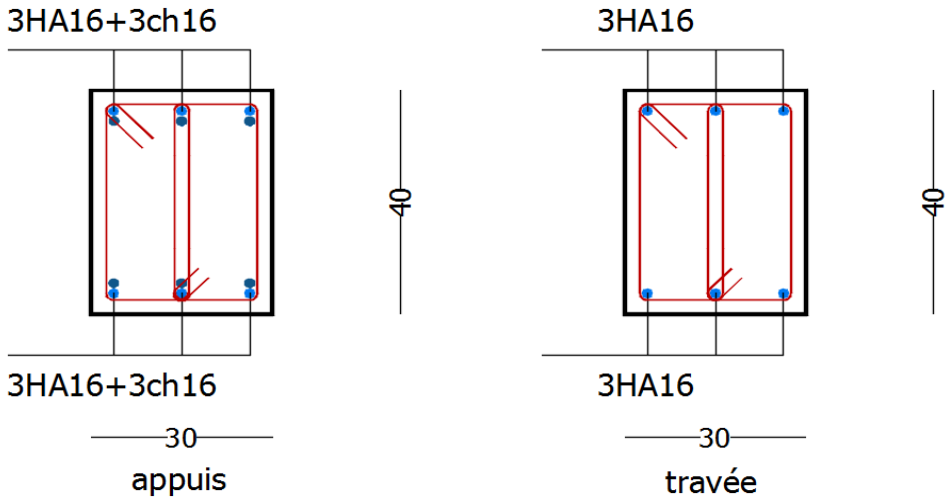


Figure V. 4..Dessin de ferraillage des poutres secondaire

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

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

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal

V.3.1.1.1. Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

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 :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- 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'.

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

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 cas extrêmes suivant

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Remarque

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans les tableaux suivant :

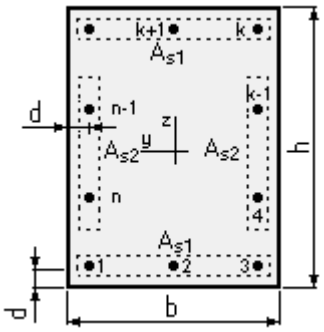


Figure V. 5. Les sections des poteaux

Tableau V. 9..La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)		A_{min} (RPA) (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
								A_{s1}	A_{s2}		
Sous sol, RDC, 1eretage, 2éme étage	60x60	N_{max}	2790,90	$M_{x\ corr}$	-1,57	$M_{y\ corr}$	-0.012	3,01	1,80	32,40	12HA16 +8HA14=36,44
		N_{min}	1125,87	$M_{x\ corr}$	32,45	$M_{y\ corr}$	12,36	3,01	1,80		
		$M_{x\ max}$	74,27	$M_{y\ corr}$	10,71	N_{corr}	-1578	3,01	1,80		
		$M_{y\ max}$	-14,75	$M_{x\ corr}$	-17,2	N_{corr}	1390	2.5	1.5		
3éme étage, 4éme étage, 5éme étage,	55x55	N_{max}	1916,15	$M_{x\ corr}$	0,21	$M_{y\ corr}$	-2,09	2,75	1,65	27,22	12HA16+4HA14 = 30,28
		N_{min}	695,26	$M_{x\ corr}$	39,50	$M_{y\ corr}$	14,80	2,3	1,3		
		$M_{x\ max}$	83,24	$M_{y\ corr}$	9,37	N_{corr}	979,41	5,7	0,5		
		$M_{y\ max}$	20,93	$M_{x\ corr}$	-25,60	N_{corr}	834,06	2,5	1,5		
6éme étage, 7éme étage, 8éme étage, 9éme étage	50x50	N_{max}	1136.57	$M_{x\ corr}$	-2,01	$M_{y\ corr}$	-4.86	2,50	1,50	22,50	12HA16 = 24,13
		N_{min}	151,80	$M_{x\ corr}$	27.50	$M_{y\ corr}$	6,29	2,75	1,65		
		$M_{x\ max}$	89,15	$M_{y\ corr}$	26,80	N_{corr}	172,72	3,73	0,7		
		$M_{y\ max}$	29,74	$M_{x\ corr}$	-75,50	N_{corr}	157,36	1,74	2,66		
10éme étage	45x45	N_{max}	196,88	$M_{x\ corr}$	-7,30	$M_{y\ corr}$	22,40	2,25	1,35	18,22	12HA14 = 18,47
		N_{min}	22,73	$M_{x\ corr}$	23,4	$M_{y\ corr}$	19,34	2,41	1,19		
		$M_{x\ max}$	79,57	$M_{y\ corr}$	1.55	N_{corr}	83,10	0,16	4,25		
		$M_{y\ max}$	28,98	$M_{x\ corr}$	-9,04	N_{corr}	137,12	2,4	1,17		

V.3.1.3. **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau V. 10.Vérification des contraintes à L'ELS

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Sous sol, RDC, 1eretage, 2éme étage	60x60	N_{max}	2020,26	$M_{x\,corr}$	-1,17	$M_{y\,corr}$	-0,011	Peu nuisible	4,34	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-818,23	$M_{x\,corr}$	-23,63	$M_{y\,corr}$	-8,87	Peu nuisible	2,35	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	24,21	$M_{y\,corr}$	7,90	N_{corr}	1153,90	Peu nuisible	3,06	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	10,51	$M_{x\,corr}$	12,59	N_{corr}	1005,44	Peu nuisible	2,57	/	15	/	Vérifiée
3éme étage, 4éme étage, 5éme étage,	55x55	N_{max}	1388,04	$M_{x\,corr}$	-0,08	$M_{y\,corr}$	1,41	Peu nuisible	3,42	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-505,17	$M_{x\,corr}$	-28,70	$M_{y\,corr}$	-10,55	Préjudiciable	2,13	23.28	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	60,80	$M_{y\,corr}$	-6,98	N_{corr}	-715,48	Peu nuisible	3,30	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	15.23	$M_{x\,corr}$	18,54	N_{corr}	602,95	Préjudiciable	2,23	34.0	15	201.63	Vérifiée
6éme étage, 7éme étage, 8éme étage, 9éme étage	50x50	N_{max}	824,43	$M_{x\,corr}$	-1,38	$M_{y\,corr}$	-3.40	Peu nuisible	2,80	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-111,02	$M_{x\,corr}$	-20,10	$M_{y\,corr}$	-4,61	Préjudiciable	1,28	76.89	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	65,07	$M_{y\,corr}$	-19,35	N_{corr}	-125,31	Préjudiciable	4,26	53.12	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	21,43	$M_{x\,corr}$	55,24	N_{corr}	113,96	Préjudiciable	3,89	35.0	15	201.63	Vérifiée
10éme étage	45x45	N_{max}	144,94	$M_{x\,corr}$	5,27	$M_{y\,corr}$	16,12	Peu nuisible	1,84	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-17,57	$M_{x\,corr}$	-16,92	$M_{y\,corr}$	-14,01	Peu nuisible	2.75	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	57,04	$M_{y\,corr}$	5,22	N_{corr}	71,87	Peu nuisible	4,98	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	220,86	$M_{x\,corr}$	6,66	N_{corr}	128,06	Peu nuisible	2,36	/	15	/	Vérifiée

V.3.2. **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, S_t T_u}{h_1 \, f_e}$$

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 : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est négligeable (Système de contreventement 2), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V. 11.La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	t (cm)	$\mathbf{A_{t\,ch}(cm^2)}$
Sous sol+,RDC+1ier +2éme	60x60	Nodale	10	6Ø8 = 3.02
		Courante	15	6Ø8 = 3.02
3éme4éme+5éme	55x55	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
6éme+7 éme+8 éme+9 éme	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
10 éme	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

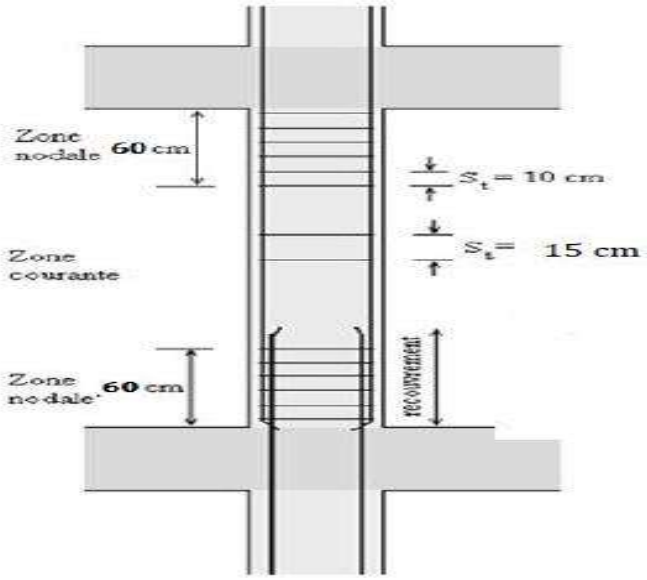


Figure V. 6. Disposition des armatures pour le poteau.

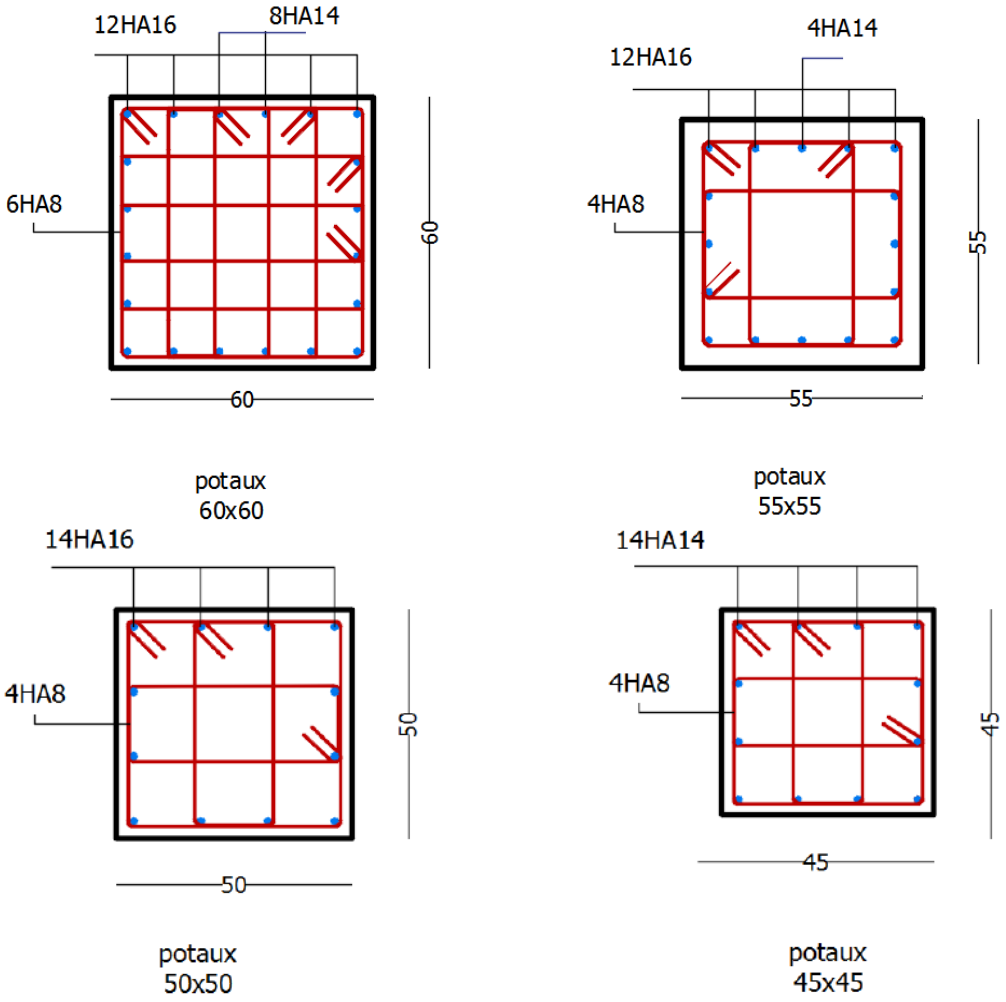


Figure V. 7.Dessin de ferraillage des poteaux.

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 pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

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

V.4.1. Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.

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 :

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

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V. 12. La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	L cm	a cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
V4	400	25	40	5093,41	11287,93	**S.P.C**	19,40	0,00
V2	240	25	24	3118,95	1936,15	**S.P.C**	12,60	0,00
V10	320	25	32	10195,91	5028,28	**S.P.C**	16,20	0,00
V22	175	25	17,5	4043,35	855,226	**S.P.C**	10,60	0,00
V21	140	25	14	3501,67	469,04	**S.P.C**	9,20	0,00
V16	325	25	32,50	5620,12	5099,63	**S.P.C**	16,60	0,00
V15	205	25	20,50	2465,86	453,20	**S.P.C**	19,85	0,00
V5	235	25	23,50	5174,96	3201,94	**S.P.C**	13,01	0,00

Tableau V. 13.La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St cm	$Av_{globale}$ cm²
V4	19,40	0,00	2x(7HA14)=21,55	10	2x(14HA8)= 14,07	20	57,17
V2	12,60	0,00	2x(5HA14)=15,39	10	2x(6HA8)=6,03	20	36,81
V10	16,20	0,00	2x(6HA14)=18,48	10	2x(10HA8)=10,05	20	47,01
V22	10,60	0,00	2x(5HA14)=15,39	10	2x(3HA8)=3,03	20	33,81
V21	9,20	0,00	2x(5HA14)=15,39	10	2x(3HA8)=3.03	20	33,81
V16	16,60	0,00	2x(6HA14)=18,47	10	2x(10HA8)=10,05	20	57,01
V15	19,85	0,00	2x(7HA14)=21,55	10	2x(5HA8)=5,03	20	48,13
V5	13,01	0,00	2x(5HA14)=15,39	10	2x(6HA8)=6,03	20	36,67

V.4.1.2. **Vérification des contraintes normales à L'ELS**

Tableau V. 14. Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N kN	M kN.m	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	σ'_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérification
V4	4647,54	24,10	3,85	15	37,70	201,63	Oui
V2	1812,72	730,83	4,02	15	55,80	201,63	Oui
V10	2802,05	28,67	2,84	15	42,37	201,63	Oui
V22	1400,63	357,16	2,34	15	32,04	201,63	Oui
V21	1367,74	425,10	2,07	15	28,34	201,63	Oui
V16	1534,02	1908,22	2,57	15	35,22	201,63	Oui
V15	1592,54	672,90	2,42	15	37,03	201,63	Oui
V5	1424,17	1016,14	2,92	/	/	201,63	Oui

V.4.1.3. **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC [1]**

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V. 15. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L cm	a cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V4	400	25	1099,39	1,56	5	Oui
V2	240	25	461,89	1,38	5	Oui
V10	320	25	347,42	1,10	5	Oui
V22	175	25	2654,10	3,40	5	Oui
V21	120	25	946,18	4,98	5	Oui
V16	325	25	1871,34	1,34	5	Oui
V15	205	25	583,05	1,56	5	Oui

V.4.1.4. **Calcul des armatures horizontales**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

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

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

Le calcul de At et d'espacement se fait selon l' annexe E.

Tableau V. 16. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	$Av_{globale}$ cm^2	Ah_{cal} cm^2	$Sth_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm^2
V4	57,17	38,11	10	2x(25HA10)=39,27
V2	36,81	24,54	10	2x(25HA10)= 39,27
V10	47,01	31,34	10	2x(25HA10)= 39,27
V22	27,67	18,47	10	2x(25HA10)= 39,27
V21	27,67	18,47	10	2x(25HA10)= 39,27
V16	57,01	38,00	10	2x(25HA10)= 39,27
V15	48,13	32,08	10	2x(25HA10)= 39,27
V5	36,67	24,44	10	2x(25HA10)= 39,27

V.4.1.5. **Armatures d'attache**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (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).

Autre recommandation : (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 :

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

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

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

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 transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. **Aciers longitudinaux**

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

V.4.2.1.2. **Aciers transversaux**

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

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

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

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

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

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

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 ($\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$)**

a) 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_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

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

c) 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

d) Armatures de peau

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V. 17. Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e cm	h cm	L cm	V kN	M kN.m	τ_b MPa	$\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$	Cas
V4	RDC-8ème	25	189	120	1336,23	782,36	4,40	Non	Traction/Compression
	9ème -10ème	25	189	120	378,45	127,86	1,19	Oui	Flexion simple
V5	RDC-8ème	25	189	150	895,80	732,44	2,95	Non	Traction/Compression
	9ème -10ème	25	189	150	402,47	157,78	1,12	oui	Flexion simple

Flexion simple :

Tableau V. 18. La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_l	A_t	A_p	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
V4	9ème -10ème	2,33	0,93	9,85	2x(2HA12)=4,52	15	2HA10=1,57	2x(14HA12)=31,67
V5	9ème -10ème	2,33	0,93	9,85	2x(2HA12)=4,52	15	2HA10=1,57	2x(14HA12)=31,67

Traction/Compression :

Tableau V. 19.La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_d	A_l	A_t	A_p	Ad	A_l	S_t cm	A_t	A_p
V4	RDC-8ème	14,11	7,09	0,93	9,45	2x(4HA16) = 16,08	2x(2HA16) = 8,04	15	2HA10= 1,57	2x(10HA12) = 22,62
V5	RDC-8ème	19,55	7,09	0,93	9,45	2x(6HA16) =24,13	2x(2HA16) =8,04	15	2HA10= 1,57	2x(13HA12) = 22,62

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. **CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature rocheuse calcaire.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (**W % = 7,56 %**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 1,00 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=50°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**8,14**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**42 %**)

VI.3. **ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE**

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **3,0 bars**

La profondeur d'ancrage est nulle (à cause le sous-sol dépasse deux mètre)

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4. LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE A'ELS

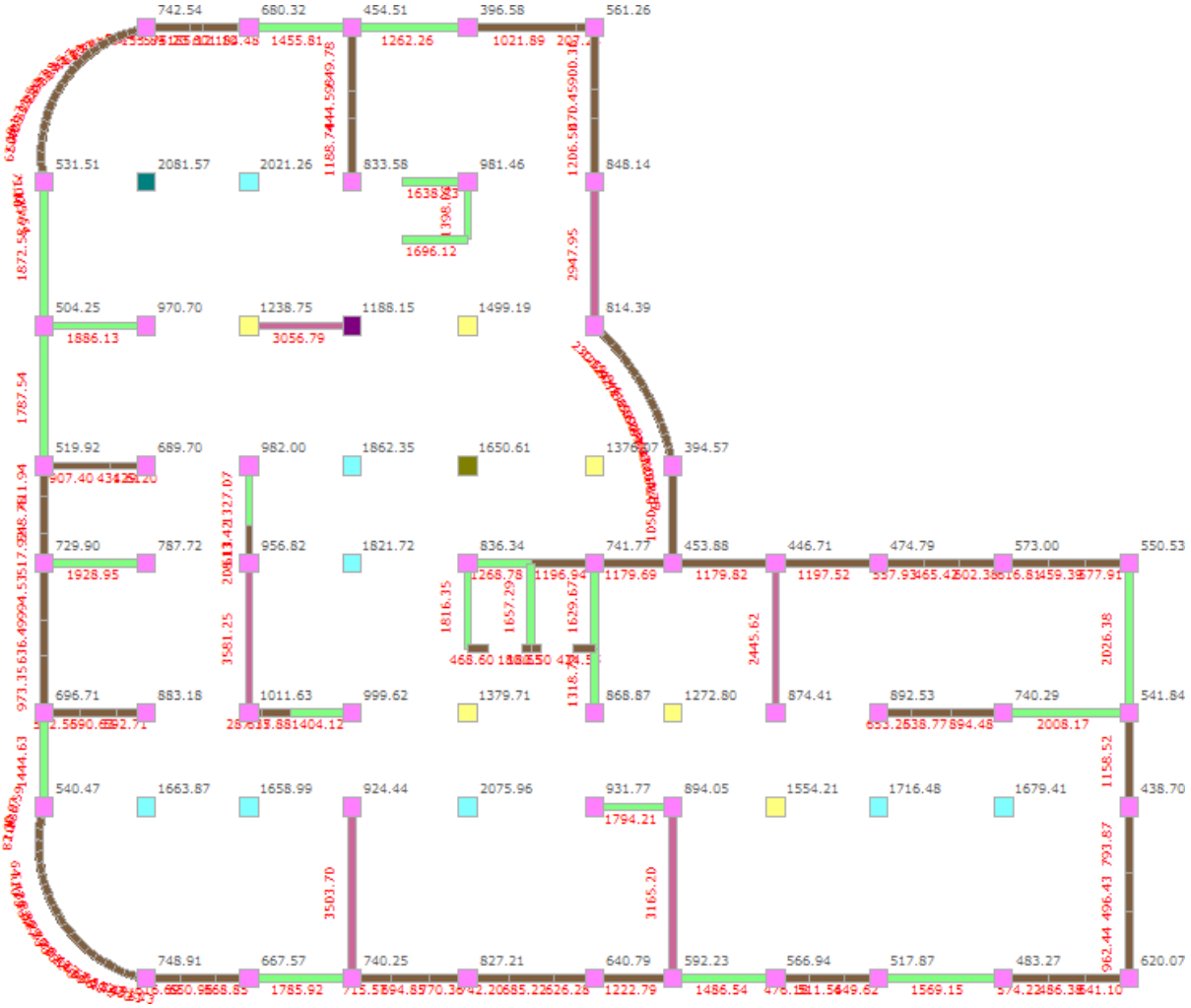


Figure VI. 1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5. CALCULLE LES SEMLLES ISOLEES

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique :

$e = \frac{M}{N}$

Diagramme trapézoïdale :$[\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B ^{3} -[N] B -[3 e_{0b} N] ≥ 0 (même pour A)

Diagramme triangulaire :$[1{,}995\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B ^{3} -$[3{,}99\frac{a}{b}$ e_{0b} $\bar{\sigma}_{sol}]$ B -[2N] ≥ 0

(même pour A)

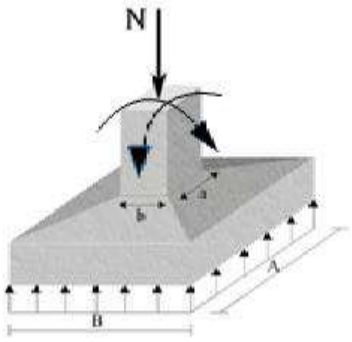


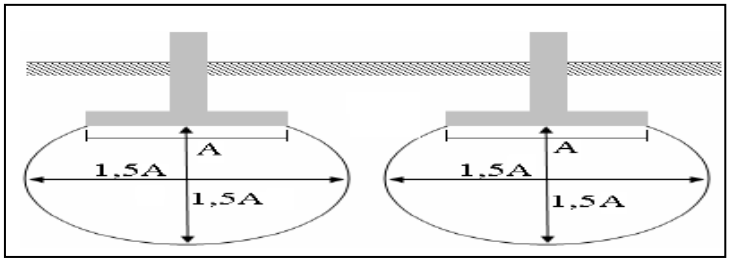
Figure VI. 2. Semelle isolée

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

	a(cm)	b(cm)	M_x(kn.m)	M_y(kn.m)	**Diagramme**	A_i(m)	B_i(m)	A_{ch}(cm)	B_{ch}(cm)	H_{ch}(cm)
S1	60	60	8.66	4.24	Trapézoïdale	2.63	2.63	2.8	2.8	60
S2	60	60	16.44	-0.46	Trapézoïdale	2.38	2.38	2.5	2.5	50
S3	60	60	8.27	-1.74	Trapézoïdale	1.90	1.90	2.1	2.1	45

VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.



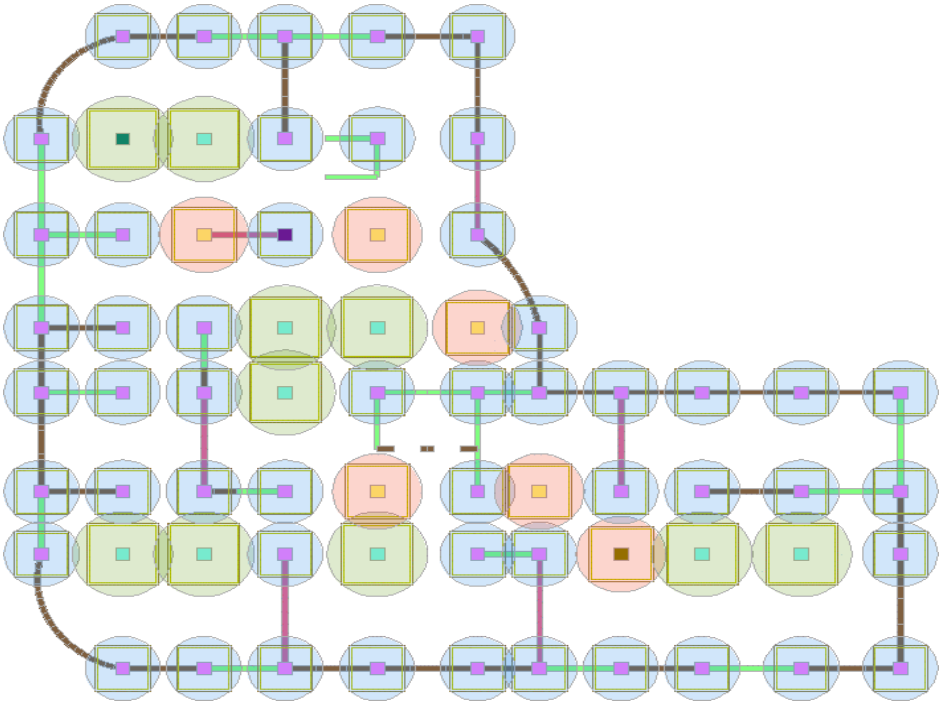


Figure VI. 3. Les bulles de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.3, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles au niveau de sous sol, on a 2 types de semelle a étudié : les semelles isolées et les semelles filantes.

VI.5.3. Les semelles isolées

S1: B_{ch} = 2,80 m , A_{ch} = 2,80m , h_{ch} = 60 cm

S2: B_{ch} = 2,50 m , A_{ch} = 2,50 m , h_{ch} = 55 cm

S3: B_{ch} = 2,10 m , $A_{,ch}$ = 2,10 m , h_{ch} = 45 cm

VI.5.3.1. Verifications des contraintes

On vérifie $\sigma \leq \sigma_{sol}$; $\sigma = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorces\ poteaux}+P_{remblai}}{A \times B}$

Tableau VI. 2. Vérification des contraintes des semelles isolées.

S	A m	B m	N_{ser} kN	σ MPa	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S1	2,80	2,80	2081,57	2,71	Oui
S2	2,50	2,50	1554.66	2,64	Oui
S3	2,10	2,10	1185.34	2,53	Oui

VI.5.3.2. Vérification de la stabilité au renversement

Tableau VI. 3. Vérification de renversement des semelles isolées.

S	e_{0a}	e_{0b}	A/4	B/4	Vérification
S1	0,40	0,20	70,00	70,00	Oui
S2	0,54	0,08	62,50	62,50	Oui
S3	0,67	0,13	55,00	55,00	Oui

➢ **Pas de risque de renversement suivant les deux sens.**

VI.5.3.3. Vérification de poinçonnement

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI. 4. Vérification de poinçonnement des semelles isolées.

S	h	F_{limite}	F_u	Vérification
S1	60,00	2160,00	2081,57	Oui
S2	55,00	1897.50	1650,61	Oui
S3	45 ,00	1417.500	1188,15	Oui

➢ **Pas de poinçonnement du fût sur la semelle.**

VI.6. CALCULE DES SEMELLES FILANTES

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

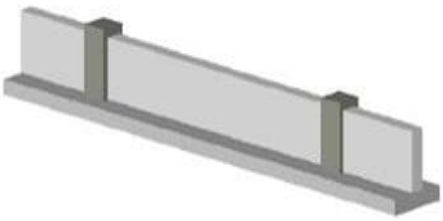


Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.



Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes

- Après plusieurs choix des semelles filantes nous obligeons de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filante dans les deux sens $\frac{N_{pot}}{2}$)

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

Semelle filante sous plusieurs poteaux : ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$). Transversalement considérer comme une semelle isolée ayant un effort normal N : maximum des efforts des poteaux liés à la semelle filante.

Semelle filante sous mur (voile) avec N et M : on prendre A = 1m et le dimensionnent reste comme une semelle isolée.

Tableau VI. 5. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle		A m	N_{ser} kN	M_{ser} corr kN	B calculé m	B adopté m	h calculé cm	h adopté cm	σ_{sol} calculé MPa	$[\overline{\sigma}_{sol}]$ MPa
Sous voiles	**Sf**	1	1785,92	10,64	1,45	1,50	38,00	45	2,87	3,00
Sous Plusieurs poteau	**Sf-p**	4,15	1679,41	20,53	1,37	1,50	40,00	45	2,79	

VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à

l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI. 6.Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle		N_{ser} kN	$M_{ser\ corr}$ kN.m	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sous voiles	**Sf**	1785,92	10,64	0,59	1,50	55,00	Oui
Sous Plusieurs poteau	**Sf-p**	2075,97	20,53	0,98	1,50	37,50	Oui

VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI. 7. Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante	h cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
	45,00	1260,00	2885,50	Non

- **La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.**

VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes

VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Tableau VI. 8.Choix de méthode de calcul .

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
Sf-p	2885,50	35,90	1,24	8,33	Des bielles

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$

- Armatures principales

Tableau VI. 9. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u KN	A m	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF-p	2885,50	4,15	1,50	35,43	40HA12 = 45,12	10

- Armature de répartitions

Tableau VI. 10.Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF-p	11,28	1,50	4,23	2x(6HA12) =15,83 cm²	15

VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

Tableau VI. 11. Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{18}(cm)$	Méthode
Sf	2450,12	1,64	0,66	12,12	Des bielles

- Armatures principales

Tableau VI. 12. Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	$e_0(cm)$	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sf	2450,12	1,64	0,23	1,50	12,06	12HA12=13,57	8

- Armature de répartitions

Tableau VI. 13.: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{calculée}$ cm^2	St cm
Sf	11,31	2,20	3,39	2x(6HA12) =15,83 cm²	15

VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage

- **Rôle :**
- Pour éviter le risque de poinçonnement sous l'effet de l'effort normal maximal des poteaux.
- Pour rigidifier la semelle filante.
- Pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle.

- Pour assurer un tassement uniforme sous la semelle.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5kll^4max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 12 kg/cm^3 bon sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI. 14. Pré dimensionnement des poutres de libage.

Poutre de libage	L_{max} m	$h_{p\ calculé}$ m	$h_{p\ adopté}$ m	b_p m
	3,60	0,80	1,00	0,60

VI.6.6. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2,50\ MPa$…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI. 15.Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
PL	60	100	1287,35	2,77	2,50	Oui

VI.6.7. Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m^2) par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\sigma}_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1,35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{\mathbf{B x L}} \qquad \boldsymbol{\sigma}_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{\mathbf{B x L}}$$

Avec :

- ∑Ni**:** la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$ $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travée longs).

Tableau VI. 16. Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL	3,79	2,77	568,50	415,50

VI.6.7.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI. 17. Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
PL	60x100	613 ,74	-750,50	18,95	23,40

VI.6.7.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI. 18.Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL	613,74	-750,50	18,95	23,40	10HA16 = 20,11	12HA16 = 24,113

Sections minimale :

A_{min} = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4).

Tableau VI. 19. Vérification de sections d'armatures.

Elément	A_t(cm²)	A_a(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{tmin}(cm²)	Vérification
PL	34,18	30,16	30,00	6,00	Oui

VI.6.7.1. Vérification des contraintes normales a L'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau VI. 20. Vérification des contraintes normales des poutres de libages.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	σ_s ' MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiction
PL 1	Appui	567,98	6,65	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non
	Travée	464,52	5,97	15	Oui	201,63	0,00	201,63	Non

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau VI. 21. La section calculée et choisie des poutres de libages.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL 1	464,52	567,98	26,46	32,69	14HA16 = 28,15	18HA16 = 36,19

VI.6.7.2. Armature transversales

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

Tableau VI. 22. Armateurs transversales.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
60	100	1287,35	1,62	10	15	8	6HA8= 3,02

VI.6.7.3. Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

Tableau VI. 23. Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	$h/L \geq Mt/10M_0$	$A/b_{0a}A$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}A \geq 4,2/f_e$
Poutre de libage	0,18	0,625	CNV	0,18	0,10	CV	0,006	0,0105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93 [2]

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]adm = 0{,}5\ cm + \frac{L}{1000}$ Si > 5 m.

Tableau VI. 24. Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Verification
b	**h**	**L**	$\mathbf{M_{a.g}}$	$\mathbf{M_{travée}}$	$\mathbf{M_{a.d}}$	$\mathbf{As_1}$	$\mathbf{As_2}$	**[f]**	$\mathbf{[f_{adm}]}$	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		
60	100	5,30	-149,86	635,44	-607,72	28,15	0,00	2,0	15,60	**Oui**
b	**h**	**L**	$\mathbf{M_{a.g}}$	$\mathbf{M_{travée}}$	$\mathbf{M_{a.d}}$	$\mathbf{As_1}$	$\mathbf{As_2}$	**[f]**	$\mathbf{[f_{adm}]}$	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		
60	100	4,85	-113,73	470,94	-500,79	28,15	0,00	1,30	9,70	

VI.6.7.4. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 100 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 5,40cm², donc on adopte 6HA12=6,79cm².

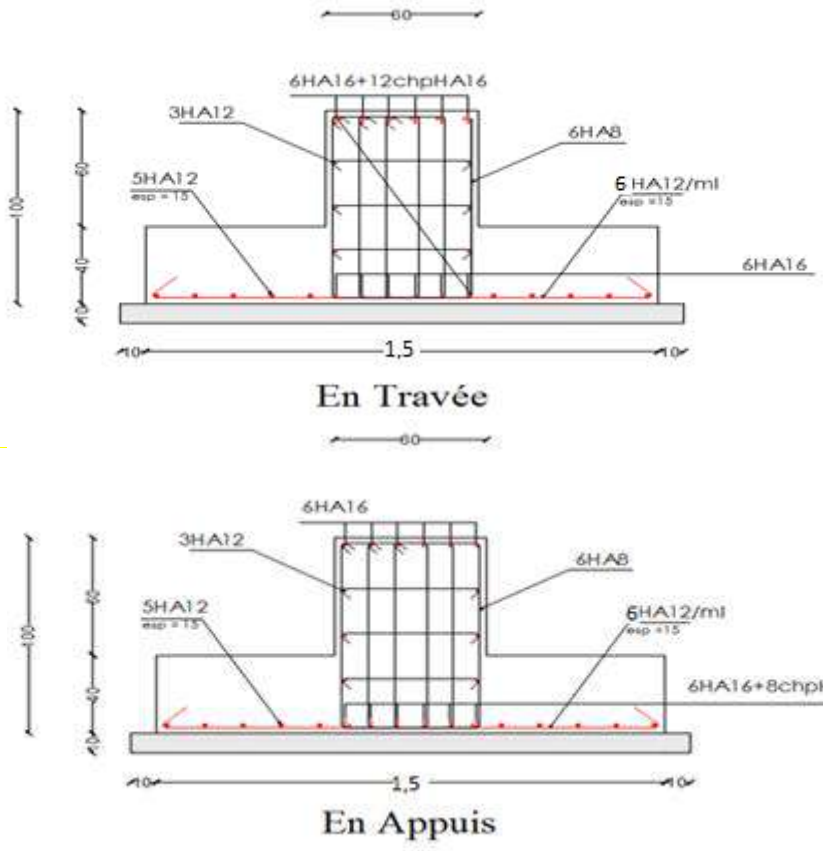


Figure VI. 6. Dessin de ferraillage de poutre de libage.

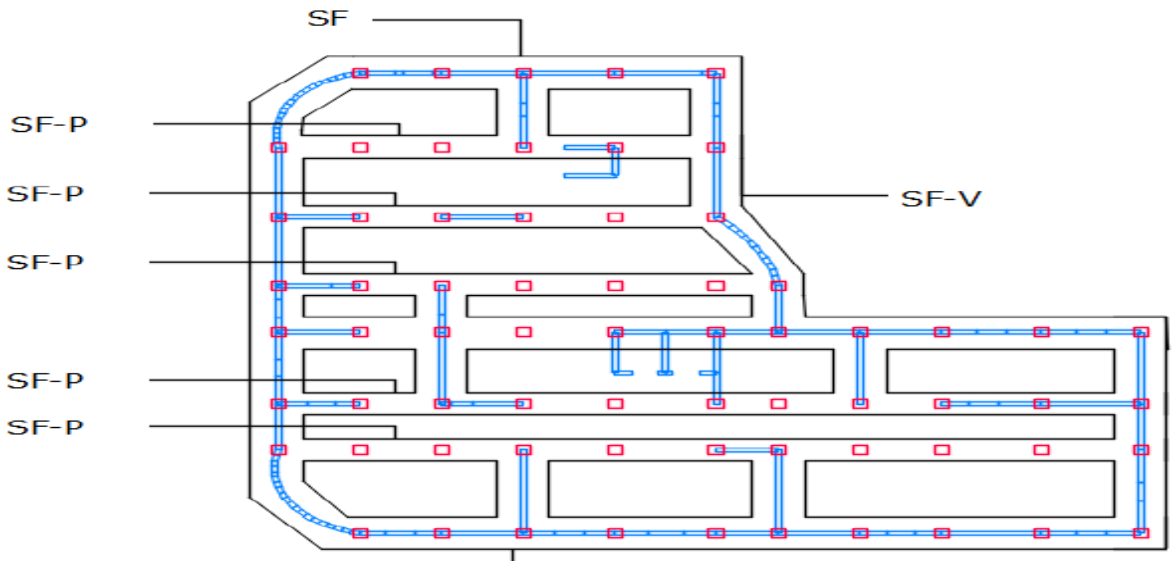


Figure VI. 7. Dimensionnement finales des semelles vue en plan

VI.7. **Ferraillage des longrines**

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations due au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux Appui continue pour les murs double cloison

VI.7.1. Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

α : (zone III / site 1) = 12

Avec : N égale a la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$$Fu = \frac{3584{,}88}{12} = 298{,}74 \text{ kN} \quad ; \quad A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{298{,}74}{400/1{,}15} = 8{,}59 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures**

➢ Section minimale : 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,35 = 6,30 cm².

Tableau VI. 25.Ferraillage des longrines

Elément	$A_{calculée}$	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Longrines	8,59	6,30	6HA16 =12,06

VI.7.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Type de fissuration : préjudiciable

Fser = $\frac{Nser}{\alpha}$; $\sigma s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma s}$

Tableau VI.26 : Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser kN	α	σb MPa	σs MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa	
2585,09	12	/	178,62	/	201,63	Oui

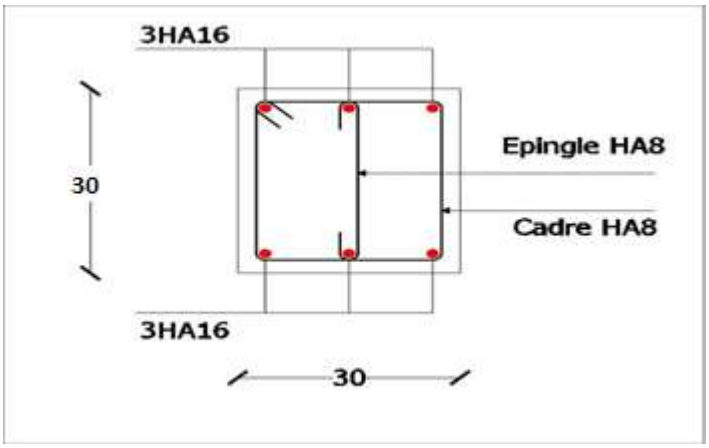


Figure VI.8 : Dessin de ferraillage des longrines.

VI.8. FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau de sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3,40m et une épaisseur de 25cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{3,40}{5,80} = 0,58 > 0,4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction, on utilisons la méthode des lignes du rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode forfaitaire (annexe D) pour les calcul des moments à l'ELS.

VI.8.1. Calcul de la poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h = 3,40 \text{ m} \quad ; \quad K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Tableau VI. 27. Tableau des données.

γ (KN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	q_u kN/ml	q_{ser} kN/ml
20	50	0,13	19,87	13,41	9,935

VI.8.2. Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI. 28.Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

	Elément		Mu kN.m	Ep cm	$A_{calculée}$ cm²	Amin cm²	St cm	Choix cm²
Suivant x	Les armatures verticales	Travée	12,59	25	2,76	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-4,47		2,76	2,50	15	7HA12=7,92
Suivant y	Les armatures horizontales	Travée	4,90		2,76	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-4,47		2,76	2,50	15	7HA12=7,92

VI.8.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau VI. 29.Vérification des contraintes normales de voile périphérique.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Suivant x	Travée	10,06	0,92	15	Oui	9,71	0,00	201,63	Oui
	Appui	-5,03	0,43	15	Oui	0,00	4,86	201,63	Oui
Suivant y	Travée	5,73	0,53	15	Oui	0,00	5,53	201,63	Oui
	Appui	-5,03	0,43	15	Oui	0,00	4,86	201,63	Oui

VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

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

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0{,}07 \times fc28}{\gamma b} \; ; \; T_{max} = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx}$$

Tableau VI. 30.Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

Elément			Vérification		
b cm	h cm	Tu kN	T MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Oui
100	25	19,60	0,79	1,17	

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,41 s et un nombre des modes élevé (223 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage à cause de leur rôle porteur les poutres principales (35x50) cm² et poutre secondaire (30x40) cm², nous avons adopté un diamètre (HA16).

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.

- Finalement, pour l'infrastructure, les semelle filante croisées et semelle isolées pour le RDC étaient le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

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

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

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 $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

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:

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

$$\Delta f_t = f_{v-} f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & SI \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & SI \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE C

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.

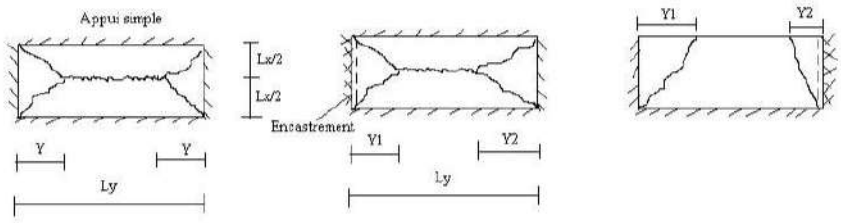
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

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.

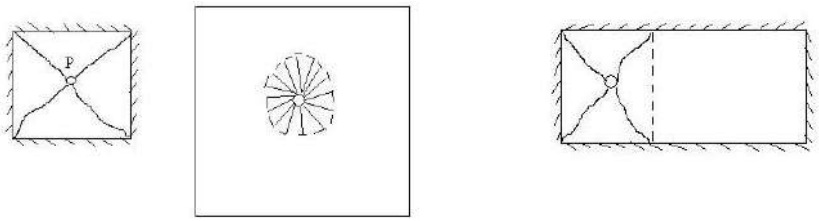
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

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.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\ M_0$$

$$M_a = -0{,}5\ M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\ M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\ M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\ M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [2h \text{ et } 22 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$$a \leq \text{Min } [4h \text{ et } 45 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - (\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2})$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

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 **:**

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

Avec :

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

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

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

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

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 $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:
$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

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 : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$