

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1



Faculté de technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : MATEREAUX EN GENIE CIVIL

Thème

Réparation d'une structure d'un bâtiment en béton armé

En zone forts sismicité

Présenté par :

M^r Benarous Mohamed Ibrahim

M^r Youcef Achira Sami

Devant les membres de jury :

| | | |
|---------------------------------|------------------------|---------------|
| | U. Saad Dahleb-Blida 1 | President |
| | U. Saad Dahleb-Blida 1 | Examineur |
| M ^r SI-Ahmed Mohamed | U. Saad Dahleb-Blida 1 | Promoteur |
| M ^r Belhouchet Fouzi | U. Saad Dahleb-Blida 1 | Co- Promoteur |

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné le courage, volonté, patience, santé durant nos années d'études.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

*En guise de remerciement, nous adressons et en particulier notre reconnaissance et notre gratitude à notre promoteur **Mr SI-Ahmed Mohamed** Et notre co-promoteur **Mr Belhouchet Fouzi** pour, son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire.*

*On remercie l'ingénieur **Mr Nedjmaoui Nour elislam** Pour nous aider avec certains des problèmes que nous avons eus pendant la réalisation de notre projet.*

Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

On remercie également toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A mes sœurs et mon frère.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**Mohamed Ibrahim**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2023 de master 2 Mâtériaux en génie civil.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, je vous dis merci.

Sami.

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A mes sœurs et mon frère.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**Sami**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2023 de master 2 Mâtériaux en génie civil.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, je vous dis merci.

Mohamed Ibrahim.

ملخص

يهدف هذا المشروع على دراسة وكيفية عمل التقييص في الموقع وكيفية دراسته بالاستعمال برنامج ال ETABS ويهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية متعددة الخدمات تتألف من طابق ارضي+ 5طوابق، تم انجازها بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

Résumé

Ce projet vise à étudier le fonctionnement de la chemise sur le site et comment l'étudier à l'aide du programme ETABS.

Ce projet vise à étudier un bâtiment multiservice composé d'un rez-de-chaussée + 5 étages, qui a été achevé dans l'état de Blida, classé en zone sismique n°III selon les règles antisismiques algériennes (RPA99 version 2003).

Abstract

This project aims to study how shirting works on the site and how to study it using the ETABS program

This project aims to study a multi-service building consisting of a ground floor + 5 floors, which was completed in the state of Blida, which is classified within seismic zone No. III according to the Algerian anti-seismic rules (RPA99 version 2003).

SOMMAIRE

CHAPIYTRE I

| | |
|---------------------------------|---|
| I.1.INTROUDITION : | 1 |
| I.2.REPARATION DES STRUCTURES : | 1 |
| I.3.LES TYPES DE DEGRADATIONS : | 2 |
| I.4.DIAGNOSTIQUE DE L'OUVRAGE : | 6 |
| I.5.MODE DE REPARATION : | 8 |

CHAPIYTRE II

| | |
|--|----|
| II.1. INTRODUCTION : | 10 |
| II.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE : | 10 |
| II.3. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX : | 11 |

CHAPIYTRE III

| | |
|---|----|
| III.1.INTRODUCTION : | 19 |
| III.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : | 19 |
| III.3.PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : | 20 |
| III.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : | 24 |
| III.6 LES VOILES : | 31 |

CHAPIYTRE IV

| | |
|-------------------------------|----|
| IV.2 L'ACROTERE : | 33 |
| IV.3 L'ESCALIER : | 36 |
| IV.4 PLANCHER A CORPS CREUX : | 40 |

CHAPIYTRE V

| | |
|--|----|
| V.1 INTRODUCTION : | 53 |
| V.2 OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE : | 53 |
| V.3 CHOIX DE LA METHODE : | 53 |
| V.4 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE : | 54 |

SOMMAIRE

CHAPIYTRE VI

| | |
|---------------------------------------|----|
| VI.1. INTRODUCTION : | 66 |
| VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX : | 66 |
| VI.3. FERRAILLAGE DES POUTRE : | 75 |
| VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES : | 84 |

CHAPIYTRE VII

| | |
|---|----|
| VII.1. INTRODUCTION : | 96 |
| VII.2.FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS : | 96 |
| VII.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : | 96 |
| VII.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS : | 97 |
| VII.5.CALCUL DES FONDATIONS : | 97 |
| VII.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE: | 97 |

CHAPIYTRE VIII

| | |
|---|-----|
| VIII.1.CHEMISAGE DES SECTIONS DE BETON : | 107 |
| VIII.2. INTRODUCTION : | 107 |
| VIII.3. PREPARATION DES SURFACES EN BETON : | 108 |
| VIII.5. PREPARATION DU SUPPORT : | 109 |
| VIII.6.METHODE DE CALCULER : | 109 |

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Caractéristiques des Aciers 16

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....22
 Tableau III.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux). 23
 Tableau III.4 : Charges permanentes du mur double cloison. 24
 Tableau III. 5 : Charges permanentes du balcon 24
 Tableau III.6 : Dégression en fonction du nombre d'étages..... 25
 Tableau III.7 : choix des sections des poteaux. 29
 Tableau III.8 : choix des sections des poteaux. 31

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les vérifications de l'ELS.....35
 Tableau IV.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier 37
 Tableau IV.3 : Calcul des armatures. 37
 Tableau IV.4 : Vérification de compression du béton..... 38
 Tableau IV.5: Vérification de la flèche de l'escalier..... 39
 Tableau. IV.6 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée. 48
 Tableau. IV.7 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis. 48
 Tableau IV.8: Vérification de la contrainte de béton. 50
 Tableau IV.9 : Calcul de la flèche. 51

CHAPITRE V

Tableau V.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité. 54
 Tableau V.2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial..... 60
 Tableau V.3: Participation massique du modèle 1. 62
 Tableau V.4: Vérification des déplacements inter étages du modèle1..... 63
 Tableau V.5: Vérification l'effort normal réduit. 63
 Tableau V.6: Vérification l'effet $p-\Delta$ inter étages du modèle final. 64

CHAPITRE VI

| | |
|---|----|
| Tableau VI.1: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..... | 67 |
| Tableau VI.2: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..... | 68 |
| Tableau VI.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)..... | 68 |
| Tableau VI.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..... | 68 |
| Tableau VI.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..... | 68 |
| Tableau VI.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)..... | 69 |
| Tableau VI.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..... | 69 |
| Tableau VI.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..... | 69 |
| Tableau VI.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)..... | 69 |
| Tableau VI. 10: Choix des armatures des poteaux..... | 70 |
| Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux..... | 70 |
| Tableau VI.12: Vérification des contraintes pour les poteaux..... | 71 |
| Tableau VI.13: Vérification des contraintes pour les poteaux..... | 71 |
| Tableau VI.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux..... | 72 |
| Tableau VI.15 : Espacements maximales selon RPA99..... | 73 |
| Tableau VI.16: Choix des armatures transversales pour les poteaux..... | 73 |
| Tableau VI. 17: Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Durable)..... | 76 |
| Tableau VI. 18: Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle). | 77 |
| Tableau VI. 19: Ferrailage des Poutres porteuse (30x40) (Situation Accidentelle)..... | 77 |
| Tableau VI.20: Ferrailage des poutres porteuses (30x35) (Situation Durable)..... | 77 |
| Tableau VI.21: Ferrailage des poutres porteuses (30x35) (Situation Accidentelle)..... | 77 |
| Tableau VI.22: Ferrailage des Poutres porteuse (30x35) (Situation Accidentelle)..... | 78 |
| Tableau VI.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40..... | 78 |
| Tableau VI.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35..... | 78 |
| Tableau VI. 25: Vérification de la condition de non fragilité..... | 79 |
| Tableau VI.26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS..... | 79 |
| Tableau VI.27: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS..... | 79 |
| Tableau VI. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement..... | 80 |
| Tableau VI.29: Calcul des armatures transversales..... | 81 |
| Tableau VI.30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche..... | 82 |
| Tableau VI.31: Calcul des armatures vertical VX1..... | 90 |
| Tableau VI.32 : Calcul des armatures vertical VX2..... | 90 |
| Tableau VI.33 : Calcul des armatures vertical VY1..... | 90 |

| | |
|---|----|
| Tableau VI.34 : Calcul des armatures vertical VY2..... | 90 |
| Tableau VI.35:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1 | 91 |
| Tableau VI.36:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX2 | 91 |
| Tableau VI.37:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1 | 91 |
| Tableau VI.38:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2 | 91 |
| Tableau VI.39:Calcul des Armature horizontale VX1 | 92 |
| Tableau VI.40:Calcul des Armature horizontale VX2 | 92 |
| Tableau VI.41:Calcul des Armature horizontale VY1 | 92 |
| Tableau VI.42:Calcul des Armature horizontale VY2 | 92 |
| Tableau VI.43:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1 | 93 |
| Tableau VI.44:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX2 | 93 |
| Tableau VI.45:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1 | 93 |
| Tableau VI.46:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY2 | 93 |

CHAPITRE VII

| | |
|---|-----|
| Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes | 99 |
| Tableau VII.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes..... | 100 |
| Tableau VII.3 : Sections des semelles filantes et nervure..... | 101 |
| Tableau VII.4 L'effort normal reparti à l'ELU | 103 |
| Tableau VII.5 : L'effort normal et les moments reparti à l'ELU | 104 |
| Tableau VII.6 : Les moments en travée et sur appuis : | 104 |
| Tableau VII.7 : Ferrailage de la nervure..... | 104 |
| Tableau VII.8 : Choix des armatures pour les nervures. | 104 |
| Tableau VII.9 : Vérification a ELS | 105 |

LISTE DES FIGEURS

CHAPITRE I

| | |
|--|---|
| Figure I.1 : Le diagramme de Tuuti..... | 2 |
| Figure I.2 : CORROSION DES ACIERS | 3 |
| Figure I.3 : Fissures | 4 |
| Figure I.4 : Ségrégation | 4 |
| Figure I.5 : Attaque de sulfates sur le béton | 5 |
| Figure I.4 : Aspect Physique Et Chimique De La Corrosion | 6 |
| Figure I.5 : Scléromètre | 7 |
| Figure I.6 : Prélèvement de carotte..... | 7 |

CHAPITRE II

| | |
|--|----|
| Figure II.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU. | 15 |
| Figure II.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS..... | 16 |
| Figure II.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU. | 17 |

CHAPITRE III

| | |
|--|----|
| Figure III.1 : Coupe verticale du plancher terrasse..... | 22 |
| Figure III.2 : Coupe verticale du plancher courant..... | 23 |
| Figure III. 3 : Constitution d'un mur extérieur..... | 23 |
| Figure III.4 : Section réduite du poteau | 26 |
| Figure III. 5 : Section réduite du poteau..... | 28 |
| Figure III.6: Section réduite du poteau de rive..... | 30 |
| Figure III. 7 : Schéma du voile..... | 31 |

CHAPITRE IV

| | |
|--|----|
| Figure IV.1 : Ferrailage de l'acrotère..... | 35 |
| Figure IV.2: Schéma statique de volée | 36 |
| Figure IV.3 : schéma statique de l'escalier..... | 37 |
| Figure IV.4: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3)..... | 39 |
| Figure IV.5: coupe du plancher en corps creux..... | 40 |
| Figure IV.6 : Dimensions De La Poutrelle | 40 |
| Figure IV.7: Schéma de poutrelle..... | 40 |
| Figure IV.8 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04travées. | 47 |
| Figure. IV.9: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis..... | 52 |

LISTE DES FIGEURS

CHAPITRE V

| | |
|--|----|
| Figure V.1: Diagramme de spectre de réponse..... | 56 |
| Figure V 2: Modèle initial. | 59 |
| Figure V 3: Disposition des voiles 3D (modèle 1). | 61 |
| Figure V.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1)..... | 61 |

CHAPITRE VI

| | |
|--|----|
| Figure VI. 1: Schéma de ferrailages des poteaux. | 74 |
| Figure VI.2: arrêts des barres. | 81 |
| Figure VI. 3: schéma de ferrailage de poutres non porteuses..... | 83 |
| Figure VI. 6: schéma Disposition des voiles | 89 |

CHAPITRE VII

| | |
|--|-----|
| Figure VII.1 : l'effet de cisaillement du sol..... | 98 |
| Figure VII. 2: Schéma de ferrailages des Nervures..... | 106 |

CHAPITRE VIII

| | |
|---|-----|
| Figure VIII.1 : exemple de renforcement d'un poteau par ajout de béton et D'armatures | 108 |
| Figure VIII.2: Vu 2D section des poteaux 30x30 | 106 |
| Figure VIII.3: Vu 2D section des poteaux 50x50 | 106 |
| Figure VIII.4: schéma ferrailage poteaux 50x50 | 106 |

INTRODUCTION GENERALE

L'un des plus grands défis auxquels un ingénieur civil doit faire face est d'assurer sa sécurité. La probabilité d'accidents, mineurs ou majeurs, est assez élevée sur les chantiers de construction. Certains accidents peuvent entraîner des blessures graves pour un ingénieur civil, voire la mort. Un ingénieur civil doit prendre de nombreuses mesures de précaution afin de garantir sa sécurité. La moindre négligence peut coûter la vie à un ingénieur civil.

En génie civil, la maintenance des ouvrages consiste à les protéger en limitant la fissuration ou en ségrégation et aussi la corrosion, en explorant à compenser les pertes de résistance due à la fissuration, encore les renforcer, en augmentant la durabilité et les performances des ouvrages.

Dans notre étude, nous allons évaluer la résistance des poteaux en utilisant la méthode de réparation par chemisage.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique.

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter.

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des phénomènes accidentels afin de la stabiliser, et de protéger les personnes et de leur bien.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude complète pour un bâtiment multifonctionnel à 5 étages, basée sur les règles et les méthodes des règlements suivants : **BAEL91 modifié 99, RPA99 V 2003, CBA99** ce travail sera mené selon les étapes suivantes :

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer la description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Nous avons consacré le 3ème chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).

Dans le 4ème chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires qui composent notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers).

Le 5eme chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration ainsi que le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

L'étude dynamique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide du logiciel de calcul **ETABS V16**.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99V2003** et le **BAEL91 modifié 99**, est présenté dans le 6eme chapitre.

CHAPITRE I

I.1.REPARATION DES STRUCTURES :

La réparation d'une structure est une opération qui consiste à lui rendre par des travaux appropriés, un niveau de service perdu.

La baisse du niveau de services peut résulter de toutes sortes de causes, les plus fréquentes sont la dégradation progressive des matériaux (agression atmosphérique, modification des propriétés des matériaux), les accidents tels que les séismes et les incendies.

I.2.INTROUCTION :

L'un des plus grands défis auxquels un ingénieur civil doit faire face est d'assurer sa sécurité. La probabilité d'accidents, mineurs ou majeurs, est assez élevée sur les chantiers de construction. Certains accidents peuvent entraîner des blessures graves pour un ingénieur civil, voire la mort. Un ingénieur civil doit prendre de nombreuses mesures de précaution afin de garantir sa sécurité. La moindre négligence peut coûter la vie à un ingénieur civil.

Un ingénieur civil dirige toutes les activités sur un chantier de construction. Si quelqu'un enfreint des règles ou ne respecte pas les règles établies par les organismes de réglementation, l'ingénieur civil sera tenu responsable. C'est l'une des raisons pour lesquelles le travail d'un ingénieur civil est si difficile. Comme nous l'avons dit plus tôt, des centaines de personnes travaillent sur un chantier de construction, et faire en sorte que tout le monde suive et respecte les règles est tout un défi. Ce qui rend les choses encore plus difficiles, c'est le fait qu'il existe un ensemble de règles différent pour différents intervalles de temps. Par exemple, les règles applicables à ceux qui travaillent la nuit seraient différentes de celles qui s'appliquent à ceux qui travaillent de jour.

Les problèmes de génie civil liés à la réparation des infrastructures incluent souvent des défis tels que la dégradation des matériaux, la corrosion des armatures, la fissuration du béton, le vieillissement des structures, la déformation et la perte de résistance. La réparation efficace nécessite des techniques d'inspection avancées, la sélection de matériaux de réparation appropriés, la gestion des coûts, la minimisation des interruptions et la garantie de la sécurité des travailleurs sur le chantier. La durabilité à long terme des réparations est également cruciale pour maintenir la fonctionnalité et la sécurité des infrastructures existantes.

I.3.LES TYPES DE DEGRADATIONS :

I.3.1.LA CORROSION:

La corrosion des armatures se manifeste par des éclats du béton d'enrobage, des épaufrures locales ou la présence de taches de rouille sur le parement. Elle engendre une perte de section de l'acier pouvant entraîner sa rupture fragile et une altération de la capacité portante de la structure. Les principales conséquences résident dans la perte de fonction de la structure en termes d'esthétisme ou de sécurité pour les usagers. En règle générale, on considère que la corrosion ne s'amorce que lorsque les agents agressifs ont pénétré dans le béton d'enrobage sain et ont atteint les armatures. Les principales étapes du processus de corrosion des armatures sont donc :

- La propagation des agents agressifs extérieurs tels que le gaz carbonique CO_2 ou les ions chlorure Cl^-
- L'amorçage de la corrosion (dépassivation des armatures) ;
- La propagation de la corrosion conduisant à l'endommagement du béton d'enrobage (éclats, épaufrures, ruptures...). La dégradation du béton est progressive et s'accélère après la destruction de l'enrobage. Le diagramme de Tuuti (**figure1**) illustre trois étapes de la corrosion. [1]

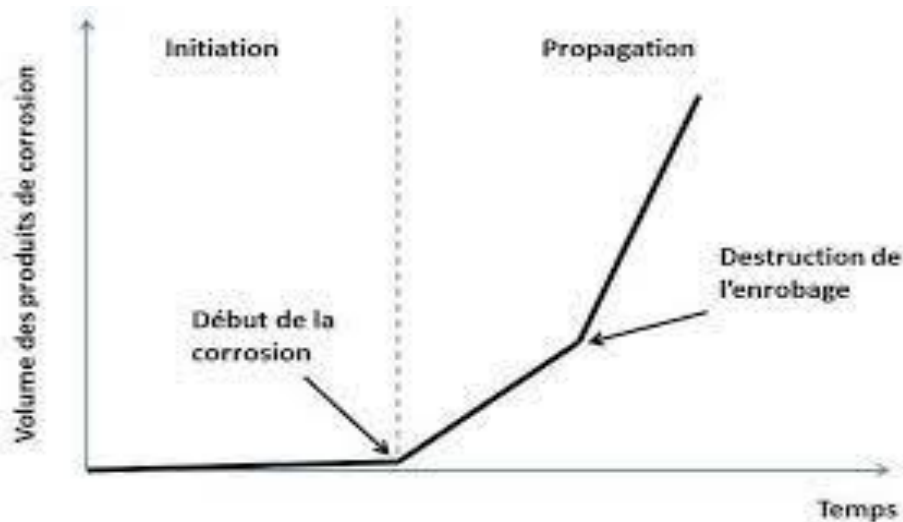


Figure I.1 : Le diagramme de Tuuti [1]



Figure I.2 : Corrosion Des Aciers [1]

I.3.2.LES FISSURES :

La fissuration d'un ouvrage en béton armé est considérée comme normale et inhérente au fonctionnement du matériau. Et cette fissuration est généralement.

La fissuration est inéluctable, en particulier sous les charges de service (l'allongement des armatures et le jeu de l'adhérence béton-armature génèrent des contraintes dans le béton, très supérieures à sa résistance en traction).

Les fissures sont logiques, inévitables et nécessaires au fonctionnement mécanique des structures en béton armé. Mais elles sont contrôlables, car elles apparaissent aux endroits où les contraintes dépassent la résistance en traction du béton.

Il convient de les maîtriser, d'une part pour des raisons esthétiques et d'autre part pour des problématiques de durabilité de l'ouvrage.

En particulier, il faut contrôler l'ouverture des fissures car au-delà d'un certain seuil, la protection des armatures vis-à-vis de la corrosion n'est plus correctement assurée. La fissuration favorise les transferts liquides, gazeux et ioniques et donc l'entrée dans le béton d'agents agressifs générant l'oxydation et la corrosion des armatures et des pathologies du béton (gonflement, éclatement...). [2]

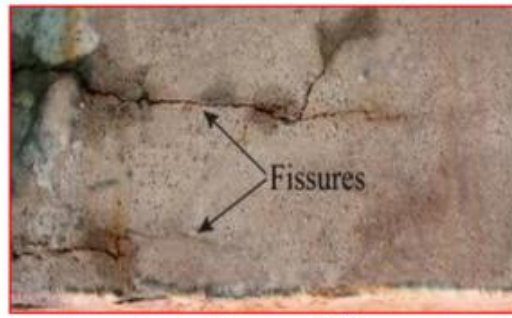


Figure I.3 : Fissures [2]

I.3.3.LA SEGREGATION:

La ségrégation du béton se traduit par une séparation des gros granulats et de la pâte cimentaire et par un mouvement relatif des grains entre eux. Les gros granulats ont tendance à aller vers le bas sous l'effet de leur propre poids et les plus petits à monter. Il en résulte une hétérogénéité du volume de béton.

L'agit de la séparation des constituants du béton du essentiellement à un mauvais coffrage ou une mauvaise utilisation du vibreur. [3]



Figure I.4 : Ségrégation [3]

I.3.4.EFFET D'AGENTS CHIMIQUES SUR BETON :

La durabilité est tout aussi importante que les caractéristiques mécaniques pour le matériau béton. Cette propriété est définie (dans un cadre très général) par la capacité du matériau à maintenir ses caractéristiques physiques et performances mécaniques dans des conditions de sécurité satisfaisantes pendant la durée de vie prévue pour l'ouvrage compte tenu des conditions de services existantes et de l'environnement dans lequel il évolue. Le paramètre régissant la durabilité est bien entendu la perméabilité. Plus cette dernière est réduite et mieux sa durabilité en sera augmentée.

Pour évaluer la durabilité « potentielle » d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations.

Les principaux processus chimiques à la base des dégradations du béton, pour la majorité des attaques chimiques, sont généralement regroupés en **trois catégories** :

- A- L'hydrolyse ou la lixiviation (dissolution) des hydrates.
- B- Les échanges ioniques entre les hydrates et le milieu agressif.
- C- La formation de produits expansifs à l'intérieur du béton. [4]



Figure I.5 : Attaque de sulfates sur le béton [4]

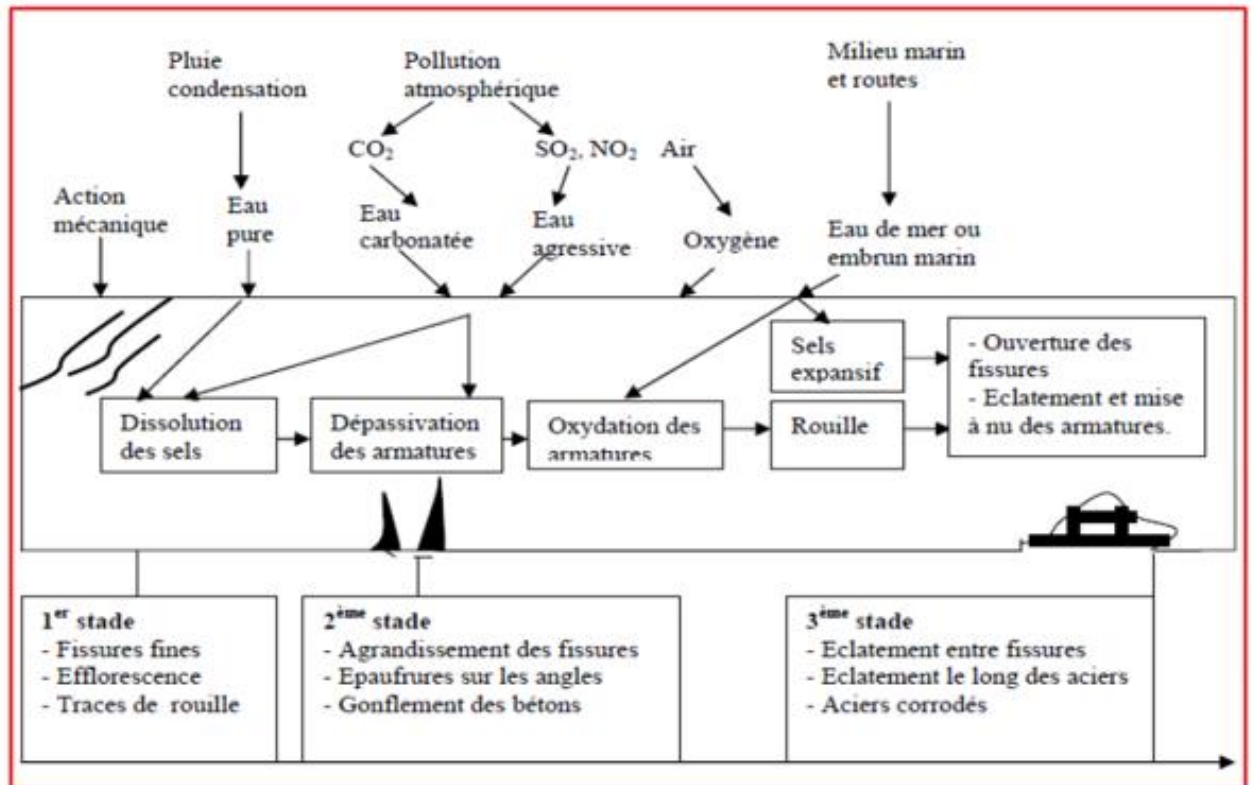


Figure I.4 : Aspect Physique Et Chimique De La Corrosion [4]

I.4. DIAGNOSTIQUE DE L'OUVRAGE :

I.4.1. DIAGNOSTIQUE ET EXAMEN VISUEL :

L'examen visuel est une investigation qui est la plus économique et plus simple.

Les informations recueillies sont obtenues par :

I.5.2. MESURES SUR SITE :

Une détermination des caractéristiques des structures doit être faite sur place pour savoir le niveau de la résistance et la dureté du béton, la position de l'armature et le degré de corrosion.

Les différentes mesures sur sites sont :

➤ Mesures à l'aide de scléromètre :

Le scléromètre est constitué d'une tête en acier, d'un ressort calibré et d'un manche utilisé pour mesurer le « rebond » de sa tête après son choc avec la surface d'un matériau ou d'une structure. Le scléromètre s'utilise généralement dans le secteur de la construction et parfois dans d'autres secteurs industriels.

La dureté du béton est définie selon les rapports gradués entre la hauteur du rebondissement et la dureté du béton à la compression par le moyen défini préalablement.

Le scléromètre de Schmidt est un appareil polyvalent et d'usage simple. La vérification

s'effectue toujours sous une même énergie de test de 2,207 J. Le scléromètre de Schmidt est utilisé pour la détermination de la résistance à la compression du béton. Son principe est basé sur la résilience d'un matériau au choc. Il est calibré au moyen de l'impact d'un mouton de choc sur une surface de béton avec une énergie normalisée. La hauteur de son rebondissement est fonction de la résistance du béton à la compression. L'énergie cinétique de rebond du scléromètre est une mesure indirecte de la dureté du béton ou de sa résistance à la compression (pression indiquée en N/mm^2 ou MPa, deux unités équivalentes). La capacité de charge mécanique du béton est essentiellement évaluée sur base de sa résistance à la compression. [5]



Figure I.5 : Scléromètre [5]

➤ **Le carottage :**

Le carottage se déroule selon les opérations suivantes : – repérer préalablement les armatures métalliques internes au béton pour implanter le carottage et éviter les armatures ; – fixer la carotteuse sur la partie d'ouvrage à partir de laquelle la carotte doit être extraite ; – carotter à l'aide d'un carottier de diamètre adapté pour l'examen ou l'essai à réaliser ; – extraire la carotte et la conditionner en fonction de l'essai à réaliser ; – reboucher à l'aide d'un produit adapté (béton ou mortier sans retrait). [5]



Figure I.6 : Prélèvement de carotte [5]

➤ Les Ultra-sons :

Connu sous le nom d'essai aux ultrasons, cet essai permet de déterminer la vitesse de propagation d'ondes longitudinales (de compression) à travers un élément en béton. Le principe de la méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde à parcourir une distance donnée. [6]

I.5.MODE DE REPARATION :

La réparation d'une structure est une opération qui consiste à lui rendre par des travaux appropriés, un niveau de service perdu.

La baisse du niveau de services peut résulter de toutes sortes de causes, les plus fréquentes sont la dégradation progressive des matériaux (agression atmosphérique, modification des propriétés des matériaux), les accidents tels que les séismes et les incendies.

Voici des définitions et des méthodes de travail pour chaque méthode de réparation couramment utilisée sur les chantiers de génie civil :

I.5.1.Renforcement :

- **Définition** : Le renforcement consiste à augmenter la capacité portante ou la résistance d'une structure existante en ajoutant des éléments structurels supplémentaires.
- **Méthode de travail** : Le renforcement peut être réalisé en fixant des éléments tels que des poutres, des colonnes, ou des câbles tendus à la structure existante. Les méthodes courantes incluent l'ajout de plaques d'acier pour augmenter la résistance à la flexion, l'application de matériaux composites renforcés de fibres (comme la fibre de carbone) pour renforcer la structure, ou encore l'ajout de tirants en acier pour augmenter la capacité de charge.

I.5.2.Chemisage :

- **Définition** : Le chemisage est une technique qui consiste à envelopper la structure existante avec une nouvelle couche de matériau, généralement en béton, pour améliorer sa résistance, sa durabilité ou son apparence.
- **Méthode de travail** : Le processus de chemisage implique la préparation de la surface existante, souvent par sablage ou grenailage, puis l'application d'une nouvelle couche de béton ou d'un autre matériau approprié. Cette couche peut être renforcée de fibres ou d'armatures pour améliorer la résistance. Le chemisage peut être utilisé pour réparer des éléments structurels, tels que les piliers, les poutres ou les dalles.

• **Etapes de chemisage :**

Les travaux de chemisage doivent respecter un ordre bien défini.

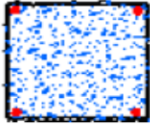
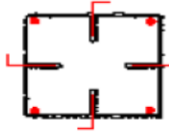
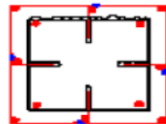
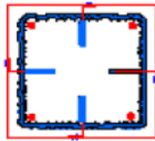
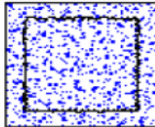
| Etapes de chemisage en béton armé | Schémas |
|--|---|
| 1) Nettoyage et sablage du support initial de béton du poteau. |  |
| 2) Enclavage et scellement de chevilles pour fixer les armatures additionnelles. |  |
| 3) Fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage. |  |
| 4) Etalage d'une couche époxy sur la surface du béton primitif. |  |
| 5) Coulage de l'enveloppe en béton. |  |



Figure I.7 : Les travaux de chemisage

I.5.3.Injection :

- **Définition** : L'injection est une méthode de réparation qui consiste à injecter des matériaux de réparation, tels que des résines époxy, dans des fissures ou des cavités dans la structure pour sceller les fissures, renforcer la structure ou améliorer son étanchéité.
- **Méthode de travail** : Pour effectuer une injection, on perce des trous dans la structure à des endroits stratégiques, puis on injecte le matériau de réparation sous pression dans les fissures ou les zones endommagées. Une fois durci, ce matériau renforce la structure en comblant les vides et en améliorant l'intégrité structurelle.

I.5.3.Béton projeté (ou projection de béton) :

- **Définition** : Le béton projeté est une méthode qui consiste à projeter du béton ou un mélange de béton sur une surface existante pour la réparer, renforcer ou protéger.
- **Méthode de travail** : Dans cette technique, le béton est mélangé à une consistance appropriée, puis il est projeté à haute vitesse sur la surface à réparer à l'aide d'une buse spéciale. Le béton adhère à la surface existante et forme une nouvelle couche. Cette méthode est souvent utilisée pour réparer des tunnels, des parois rocheuses, des piscines, et d'autres structures nécessitant une réparation ou une protection contre l'abrasion.

Chacune de ces méthodes de réparation a ses avantages et ses inconvénients, et le choix de la méthode dépendra des caractéristiques spécifiques de la structure à réparer, de l'objectif de la réparation et des contraintes budgétaires. Une évaluation minutieuse de l'état de la structure est nécessaire pour déterminer la méthode la plus appropriée.

Définition du renforcement sur chantier :

Le renforcement sur un chantier de construction se réfère à l'ensemble des actions entreprises pour augmenter la capacité portante, la résistance structurale ou la durabilité d'une structure existante. Cette technique est utilisée lorsque la structure présente des signes de faiblesse, de dégradation ou de vieillissement, et qu'il est nécessaire de la renforcer pour prolonger sa durée de vie utile ou pour répondre à des exigences de charge plus élevées.

Le renforcement peut impliquer l'ajout de nouveaux éléments structurels, tels que des poutres, des colonnes, ou des câbles tendus, pour renforcer la structure existante. Il peut également inclure l'application de matériaux de renforcement, tels que des plaques d'acier, des matériaux composites renforcés de fibres (comme la fibre de carbone), ou des renforts en béton, pour améliorer la résistance de la structure.

Conclusion :

L'objectif principal du renforcement sur un chantier de construction est d'assurer la sécurité, la durabilité et la performance de la structure existante, tout en minimisant les coûts et les interruptions liées aux travaux de réparation. Cette approche est souvent préférée à la démolition et à la reconstruction complète lorsque la structure de base peut encore être utilisée avec des améliorations appropriées.

CHAPITRE II

II.1. INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage multiple. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de **BLIDA** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93, BAEL 91** et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**.

II.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

Le bâtiment se compose de:

- Rez de chaussée à usage de commerce
- Des étages à usage d'habitation (du 1er au 5^{ème})
- Une terrasse inaccessible

II.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....19.89 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.23 m
- Hauteur de l'étage courant3.23 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan22.80 m
- Largeur total en plan21.90m

II.2.2. OSSATURE :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens.

II.2.3. PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

On a deux types de planchers :

Plancher en dalle pleine.

Plancher en corps creux.

II.2.4. MAÇONNERIE :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.

Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

II.2.5. ESCALIERS :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées en forme de U.

Plus des escaliers, la structure comporte un ascenseur.

II.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA99version 2003, CBA93**).

II.3.1.BETON :

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

Pour : $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 30 Mpa.

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{ij} est prise égale à : 2,4 MPa.

c) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c-1) Déformation instantanée « E_{ij} » : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de i jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 34179.56 \text{ Mpa}$.

c-2) Déformation différée « E_{vj} » : les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : [3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{v28} = 11393.19 \text{ Mpa}$

d) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\begin{cases} \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{Pour les justifications aux états limites de services.} \\ \nu = 0 \dots \dots \dots \text{Dans le cas des états limites ultimes.} \end{cases}$$

e) Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho=25 \text{ kN/m}^3$.

f) Les contraintes limites de calcul :**1) États Limites Ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{..... Situation durable.} \\ 1,15 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

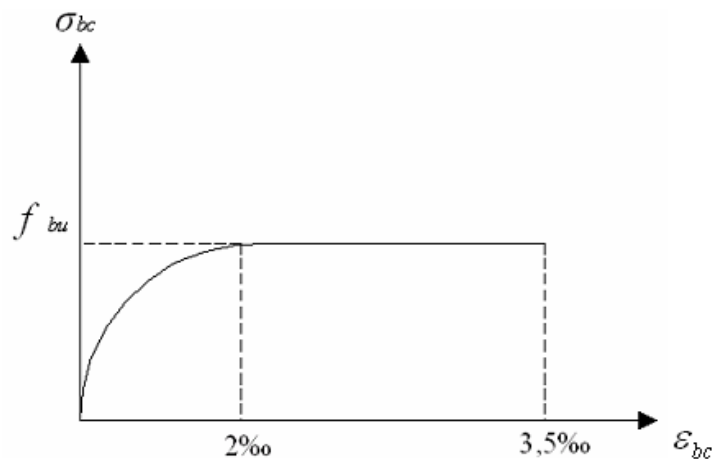


Figure II.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

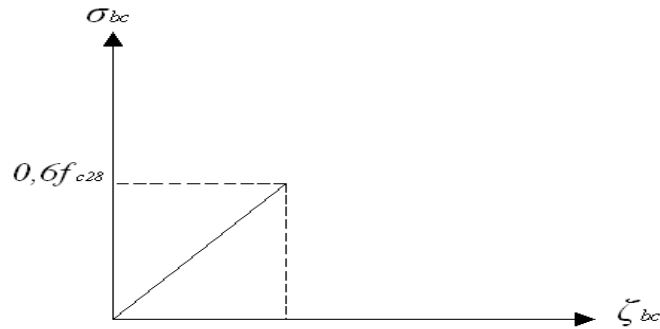


Figure II.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

2) États Limites de Service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite du

béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

II.3.2.L'ACIER :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Caractéristiques des Aciers

| Type | Désignation | Limite élastique (Mpa) |
|--------------------------------|-------------|------------------------|
| Rond Lisse | FeE22 | 215 |
| | FeE24 | 235 |
| Barre à haute adhérence | FeE500 | 500 |
| Fils très filés lisse | Ø>6mm | 500 |

b) Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

c) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

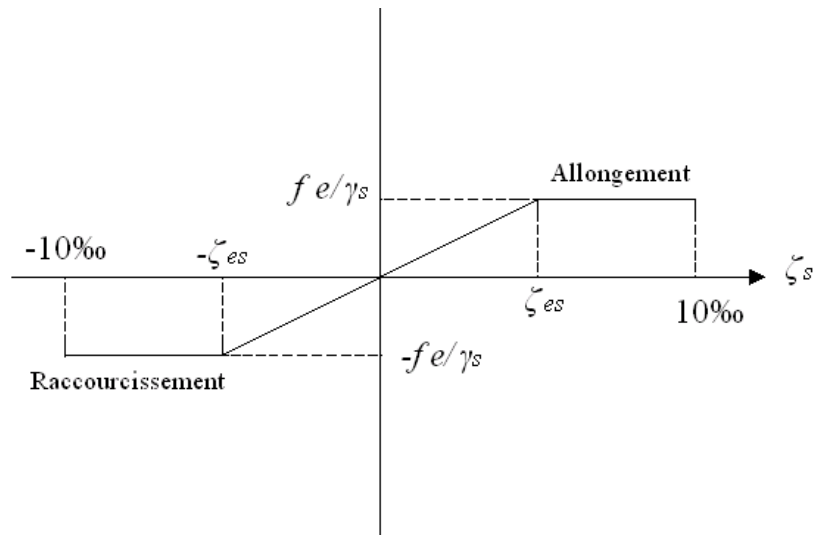


Figure II.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

d) État Limite de Service (ELS) :

C'est l'état ou on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \text{Min}(2/3.f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}))$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8\text{Min}(2/3.f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}))$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence.} \end{array} \right.$$

11.4 .HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

11.4.1 État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.
-

11.4.2 État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

CHAPITRE III

III.1.INTRODUCTION :

Les dimensions des éléments seront déterminées en utilisant les formules de pré dimensionnement qui découlent des limitations de déformations. Ces dimensions doivent aussi vérifier les conditions imposées par la réglementation [CBA93, BAEL91] et en particulier les valeurs minimales imposées par le RPA.

III.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants (habitation, commerce), et de type dalles pleines pour les cages des escaliers et les balcons.

III.2.1. Plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité

(Ou condition de limitation de la flèche) [8] :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

- L: portée maximale entre nus d'appuis ;
- **ht**: hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression)

$$L = \min \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\}$$

$$\text{Donc : } L = \min \{500\text{cm}; 395\text{cm}\} \Rightarrow L = 395\text{cm} \Rightarrow L=395-30=365\text{cm}$$

$$\text{D'où: } ht \geq 365/22,5 \Rightarrow ht \geq 16.22\text{cm} \Rightarrow ht= 21\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$ht = d + e = 21 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm (hauteur de corps creux)}$$

$$e = 5 \text{ cm (épaisseur de la dalle de compression)}$$

III.2.2 Dalle pleine :

Elle concerne les escaliers et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultante des conditions suivantes:

III.2.2.1.Résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

III.2.2.2.Condition de rigidité :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_{max}/35 < e < L_{max}/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_{max}/50 < e < L_{max}/40$

L_{max} étant la portée de la dalle.

Dalle pleine (balcon) :

La dalle repose sur 3 cotés

$$L_x = 230\text{cm} - 30\text{cm} = 200\text{cm}$$

$$\frac{200}{50} < e < \frac{200}{40} \rightarrow 4 \text{ cm} < e < 5 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour toutes les dalles pleines **$e = 15$ cm.**

III.3.PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

Le pré dimensionnement des poutres se fait conformément aux règles CBA93, les vérifications des dimensions arrêtées se feront selon les exigences du RPA99 v 2003.

III.3.1.poutres porteuses :

- $\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$
- $0,3 h < b < 0,7 h$

Avec :

L_{max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux.

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

La hauteur (h) :

$$L_{max} = 5.00 - 0.3 \text{ m} \rightarrow (470/15) \leq h \leq (470/10)$$

$$31.33\text{cm} \leq h \leq 47.0\text{cm}$$

Soit : **$h = 40$ cm.**

La largeur (b) :

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit : **b= 30 cm.**

Notation :

On prend **b=30cm** car les murs extérieurs ont une épaisseur de 30 cm.

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [1]$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.poutre non porteuse :

- $\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$

- $0,3 h < b < 0,7 h$

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteau.

h : la hauteur de la section.

b : la largeur de la section.

Hauteur (h) :

$$L_{\max} = 3,95 - 0,3 \text{ m} \rightarrow (365/15) \leq h \leq (365/10)$$

$$24,33 \text{ cm} \leq h \leq 36,5 \text{ cm}$$

Soit : **h= 35 cm.**

La largeur (b) :

$$h = 35 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 35) \leq b \leq (0,7 \times 35)$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : **b= 30 cm.**

Vérification selon les exigences du RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

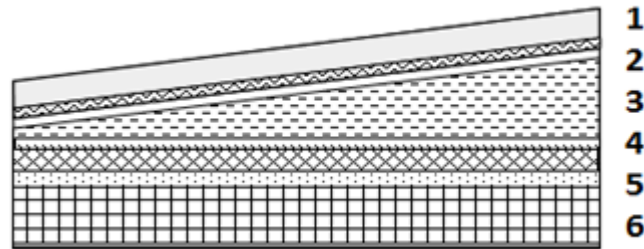
$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,16 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les dimensions finales des poutres sont :

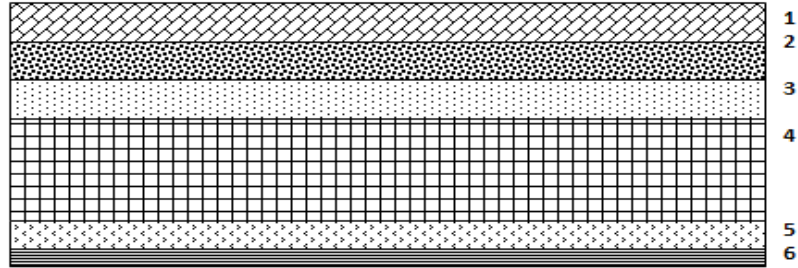
- Les poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm.}$
- Les poutres non porteuse : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm.}$

III.4 EVALUATION DES CHARGES :**III.4.1 Plancher terrasse :****a-Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure III.1 :** Coupe verticale du plancher terrasse.**Tableau III.1 :** Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

| N ^o | Elément | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|----------------------------|-------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Gravillon de protection | 0.04 | 20 | 0.80 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 0.12 | 22 | 2.64 |
| 4 | Liège (isolant) | 0,04 | 4 | 0,16 |
| 5 | Plancher (16+5) | 0.16+0.05 | - | 2,8 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente G | | | | 6,72 |

b- Charge d'exploitation :

Q= 1,0 kN/m² (plancher terrasse inaccessible).

III.4.2 Plancher étage courant :**a-Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure III.2 :** Coupe verticale du plancher courant.**Tableau III.2 :** Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

| N | Elément | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|----------------------------|-------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Plancher (16+5) | 0.16+0.05 | - | 2.8 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 6 | Cloison de distribution | 0.10 | - | 1,00 |
| Charge permanente G | | | | 5,34 |

b- Charge d'exploitation :

Q= 1,5 kN/m² (usage : habitation).

Q= 5 ,00 kN/m² (usage : commerce)

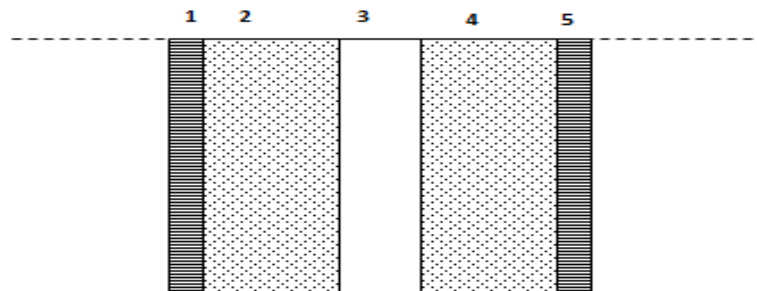
III.4.4 Maçonnerie :**Murs extérieurs (doubles cloisons) :****Figure III.3 :** Constitution d'un mur extérieur.

Tableau III.3 : Charges permanentes du mur double cloison.

| N | Elément | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|----------------------------|------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 2 | Brique creuse | 0.15 | - | 1.30 |
| 3 | Lame d'air | 0.05 | - | - |
| 4 | Brique creuse | 0.10 | - | 0.90 |
| 5 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Charge permanente G | | | | 2.76 |

III.4.5 balcon :**a-Charge permanente :****Tableau III. 4** : Charges permanentes du balcon.

| N | Composante | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|----------------------------|-----------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Plancher dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 2 | Mortier de pose | 0.03 | 20 | 0.60 |
| 3 | Lit de sable | 0.0325 | 18 | 0.59 |
| 4 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Charge permanente G | | | | 4,94 |

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

III.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Un poteau est un élément structural vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Les murs porteurs en béton peuvent avoir un rôle semblable.

III.5.1 CHARGES REVENANT AU POTEAU :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2]

Sous le terrasse : Q_0

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 1^{er} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le RDC : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ [D.T.R.-B.C.2.2]

Tableau III.5 : Dégression en fonction du nombre d'étages.

| Niveau | Qi [kN/m ²] | Qcumulée [kN/m ²] |
|--------|-------------------------|-------------------------------|
| T | 1,00 | 1,00 |
| P4 | 1,5 | 2,50 |
| P3 | 1,5 | 3,85 |
| P2 | 1,5 | 5,05 |
| P1 | 1,5 | 6,10 |
| RDC | 1,5 | 7,00 |

III.5.2 CALCUL DES SECTIONS DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (calculé en considérant le poteau le plus sollicité), déterminé par la descente des charges.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes [8] :

$$\text{Min (b, h)} \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

- La section des aciers ne doit pas dépasser 4% de la section du béton [8].
- L'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau (compression centrée) doit être au

plus égal à la valeur suivante [3] : $N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$ [3] avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$) ;

$$\lambda : \text{élancement d'EULER} \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right) ;$$

l_f : longueur de flambement ;

$$i : \text{rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right) ;$$

$$I : \text{moment d'inertie de la section} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right) ;$$

* B : surface de la section du béton ($B = a \times b$) ;

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable ;

- * γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable ;
- * f_e : limite élastique de l'acier feE500 ($f_e=500\text{MPa}$) ;
- * f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30\text{MPa}$) ;
- * A_s : section d'acier comprimée ;
- * Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0,02) (b-0,02)$) en m^2 .

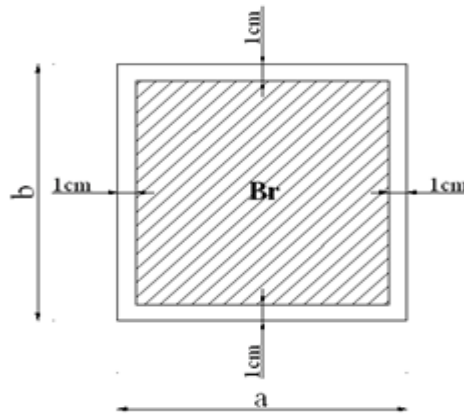


Figure III.4 : Section réduite du poteau

- * Selon le “**BAEL 91 modifié 99**” [9]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{35}} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \frac{50}{\lambda} \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad B_r \geq 0,0498 \cdot N_u$$

*** Le minimum requis par « RPA99 v 2003 » [10]**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

*** Vérification à l'ELS**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$)

B : section de béton du poteau.

A_s : section des armatures : ($A_s=1\%B$)

n : coefficient d'équivalence : $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = \boxed{18 \text{ MPA}}$$

Poteau central :

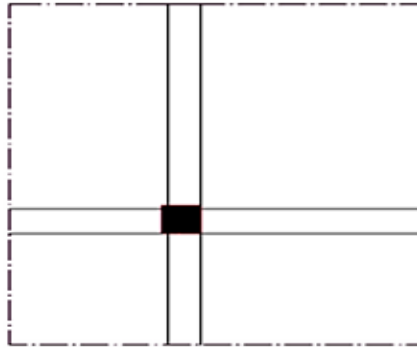


Figure III. 5 : Section réduite du poteau.

Surface des planchers supportés par ce poteau $S=3.33 \times 3.70= 12.32\text{m}^2$.

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,72 \times 12.32 = 82.28\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,7 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 5.27\text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 3,33 \times (0,35 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 3.50\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,23 - 0,40) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,36\text{kN}$
- $G_T = 97,41\text{kN}$**

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,34 \times 12.32) = 65.79\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,7 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 5.27\text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 3,33 \times (0,35 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 3.50\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,23 - 0,40) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,36\text{kN}$
- $G = 80,91 \text{ kN}$**

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

Poids revenant au 4^{ème} niveau $G_4 = G + G_T = 178,33\text{kN}$

Poids revenant au 3^{ème} niveau :

Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3 = G + G_4 = 259,24\text{kN}$

Poids revenant au 2^{ème} niveau :

Poids revenant au 2^{ème} niveau $G_2=G+G_3=340,15\text{KN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{ème} niveau $G_1=G+G_2=421,06\text{kN}$

Poids revenant au RDC :

Poids revenant au poteau du RDC $G_{\text{RDC}}=G+G_1=501,97\text{kN}$

Exemple de calcul :**Calcul du poteau du 5^{ème} étage :**

Pour le 5^{ème} étage on a :

$$N_{G5} = N_{GT} = 97.41 \text{ KN}$$

$$N_{Q5} = Q_5 \times S = 1 \times 12.32 = 12.32 \text{ KN}$$

$$N_{u5} = 1,35 N_{G5} + 1,5 N_{Q5} = 149.98 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,0498 \cdot N_u \quad B_r > 74.69 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 = \boxed{10.64 \text{ cm}}$$

$$a=b=30\text{cm}$$

Le choix : **a=b=30 cm.**

Tableau III.6 : choix des sections des poteaux.

| Niveaux | G | Q | ELS | ELU | BR | a=b | RPA | Choix |
|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 5 ^{ème} | 97,41 | 12,32 | 109,73 | 149,98 | 74,69 | 10,64 | 30x30 | 30x30 |
| 4 ^{ème} | 178,33 | 30,8 | 209,13 | 286,95 | 142,90 | 13,95 | 30x30 | 30x30 |
| 3 ^{ème} | 259,24 | 47,432 | 306,67 | 421,12 | 209,72 | 16,48 | 30x30 | 30x30 |
| 2 ^{ème} | 340,15 | 62,216 | 402,37 | 552,53 | 275,16 | 18,59 | 30x30 | 30x30 |
| 1 ^{er} | 421,06 | 75,152 | 496,21 | 681,16 | 339,22 | 20,42 | 30x30 | 30x30 |
| RDC | 501,97 | 86,24 | 588,21 | 807,02 | 401,91 | 22,05 | 30x30 | 30x30 |

Poteau de rive:**Figure III.6:** Section réduite du poteau de rive.

Surface des planchers supportées par ce poteau $S=3.7 \times 1.68=6.21 \text{m}^2$.

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,72 \times 6,21 = 41,73 \text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,7 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 5,27 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1,68 \times (0,35 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 1,76 \text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,23 - 0,40) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,36 \text{kN}$

$$\mathbf{G_T = 55,12 \text{KN}}$$

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,34 \times 6,21) = 33,16 \text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,7 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 5,27 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1,68 \times (0,35 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 1,76 \text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,23 - 0,40) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,36 \text{kN}$

$$\mathbf{G = 46,55 \text{KN}}$$

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

Poids revenant au 4^{ème} niveau $G_4 = G + G_T = 101,18 \text{kN}$

Poids revenant au 3^{ème} niveau :

Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3 = G + G_4 = 148,22 \text{kN}$

Poids revenant au 2^{ème} niveau :

Poids revenant au 2^{ème} niveau $G_2 = G + G_3 = 194,48 \text{kN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{ème} niveau $G_1 = G + G_2 = 241,31 \text{kN}$

Poids revenant au RDC :

Poids revenant au poteau du RDC $G_{RDC}=G+G_1=287,87\text{kN}$

Tableau III.8 : choix des sections des poteaux.

| Niveaux | G | Q | ELS | ELU | BR | a=b | RPA | Choix |
|------------------|--------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 5 ^{ème} | 55,12 | 6,21 | 61,33 | 83,73 | 41,70 | 8,46 | 30x30 | 30x30 |
| 4 ^{ème} | 101,18 | 15,53 | 116,71 | 159,89 | 79,62 | 10,92 | 30x30 | 30x30 |
| 3 ^{ème} | 148,22 | 23,91 | 172,13 | 235,96 | 117,51 | 12,84 | 30x30 | 30x30 |
| 2 ^{ème} | 194,48 | 31,36 | 225,84 | 309,59 | 154,17 | 14,42 | 30x30 | 30x30 |
| 1 ^{er} | 241,31 | 37,88 | 279,19 | 382,59 | 190,53 | 15,80 | 30x30 | 30x30 |
| RDC | 287,87 | 43,47 | 331,34 | 453,83 | 226,01 | 17,03 | 30x30 | 30x30 |

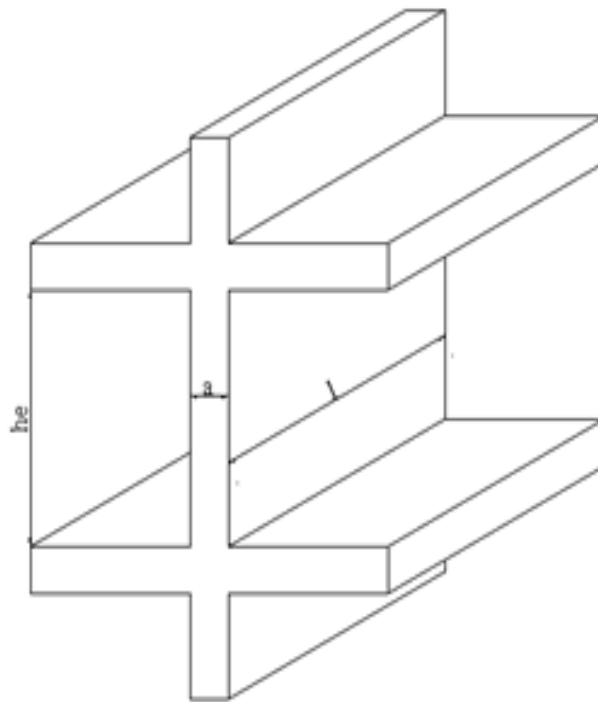
III.6 LES VOILES :**III.6.1 INTRODUCTION :**

D'après l'article 7.7.1 du RPA99 v 2003, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage

**Figure III. 7 :** Schéma du voile.

D'après le "RPA 99 v 2003" [10], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a

$$H_e = 3.23 - 0.35 = 2,88 \text{ m} \Rightarrow a = 2.88/20 = 14.4\text{cm}$$

On prend : $a = 20 \text{ cm}$

D'après le "RPA 99 v 2003" [1] : $a_{\min} = 15\text{cm}$.

Conclusion :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des éléments secondaires tel que : des planchers, les escaliers et l'acrotère.

IV.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

IV.2.1 Evaluation des charges :

- **Charges permanentes :** Le poids total de l'acrotère **$G=2,29 \text{ kN/m}$**
- **Charge d'exploitation :** La charge d'exploitation de la main courante : **$Q=1,0 \text{ kN/m}$**
- **L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p) :** D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \dots (6.2.3) [10]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1)** [10]

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$].

C_p : Facteur de la force horizontale [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère [$W_p=2,29 \text{ kN}$].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **$G=2,29 \text{ kN/ml}$** et **$Q_h=1,832 \text{ kN/ml}$**

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h$$

$$N_u = 1,35 \cdot G$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h$$

IV.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{ cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$M_u = 1,64\text{ kN.m}$; $T_u = 2,74\text{kN}$; $N_u = 3,09\text{ Kn}$.

a) Armatures principales :**1. Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743\text{kN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s}, \quad A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,013 < \mu_r, \quad Z = 89,41\text{ mm}$$

$$A_{s1} = 0\text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0,44\text{cm}^2$$

2. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1\text{cm}^2; 0,87\text{cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq (2h ; 25) \rightarrow 20 \leq (20 ; 25) \Rightarrow Ok$$

b) Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{2,51}{4} = 0,63\text{cm}^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66\text{ cm}$, On prend $S = 18\text{ cm}$

IV.2.3 Vérification à l'E.L.S : par le logiciel (SOCOTEC).**Tableau IV.1 :** Les vérifications de l'ELS

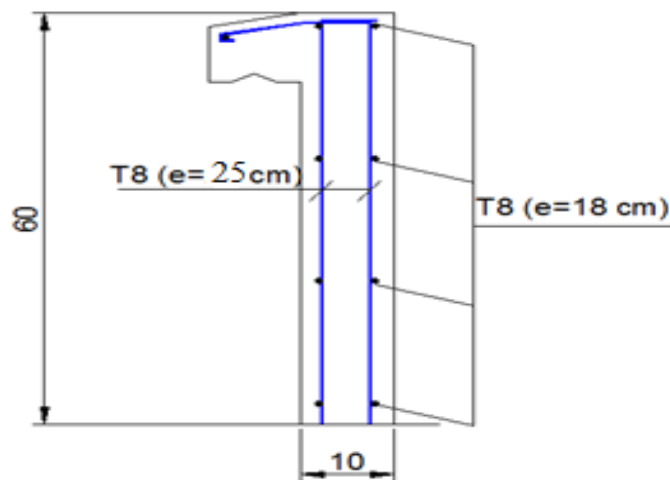
| a) Contrainte du béton : | | b) Contrainte de l'acier : | |
|--------------------------|---------------------|----------------------------|------------------|
| σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | σ_s | $\bar{\sigma}_s$ |
| 1.98MPa | 18MPa | 63.28MPa | 250MPa |
| OK | | OK | |

IV.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le *BAEL 91 modifié 99* on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{90.10^3} = 0,031\text{MPa}$$

$$< \bar{\tau}_u \dots \dots \text{OK}$$

**Figure IV.1 :** Ferrailage de l'acrotère.

IV.3 L'escalier :**IV.3.1. Introduction :**

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

IV.3.2. Hypothèses de calcul :

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

IV.3.3. Les type des escaliers :

On a les mêmes types des escaliers (escalier à trois volées et deux palier intermédiaires) donc on a calculé un seul escalier

IV.3.4. Calcul de ferrailage :**a) Volée01 :**

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 1,45 + \sqrt{1,53^2 + 2,4^2} = 4.30m$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,638 \Rightarrow \alpha = 32,54^\circ$$

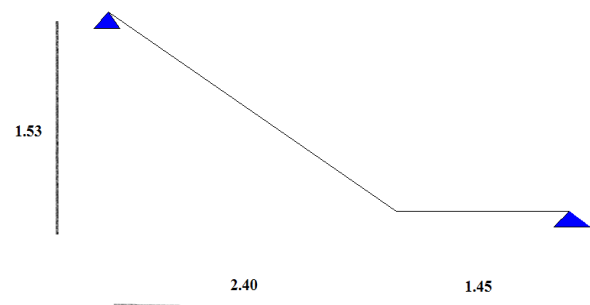


Figure IV.2: Schéma statique de volée.

Le nombre de marche : $n - 1 = 8$

Le nombre de contre marche : $n = 9$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm} .$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{2,4}{8} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'équation de < BLONDEL >**

$$\begin{array}{l}
 59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm} \\
 16 < h < 18 \text{ cm} \\
 22 < g < 33 \text{ cm}
 \end{array}
 \quad \Rightarrow \quad
 \left\{ \begin{array}{l}
 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}
 \end{array} \right.$$

N.B : Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

➤ **Evaluation des charges :**

Tableau IV.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

| Le paillasse (Q1) | | | | Le palier (Q2) | | | |
|---------------------------|---------------------------|-----------|-------|---------------------------|---------------------------|-----------|-----|
| G (kN/m ²) | Q (kN/m ²) | q (KN/ml) | | G (kN/m ²) | Q (kN/m ²) | q (KN/ml) | |
| | | ELU | ELS | | | ELU | ELS |
| 9,28 | 2,5 | 16,27 | 11,78 | 6,7 | 2,5 | 12,79 | 9,2 |

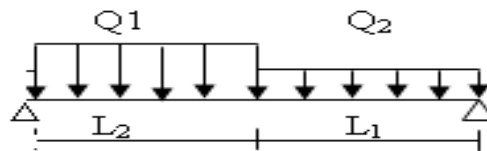


Figure IV.3 : schéma statique de l'escalier

On a : $L_1 = 1,45 \text{ m}$

$L_2 = 2,85 \text{ m}$

➤ **Calcul de Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

Tableau IV.3 : Calcul des armatures.

| | M_u (kNm) | A_s^{cal}/ml (cm ²) | Choix | A_s^{adp} /ml (cm ²) |
|---------------|----------------|--------------------------------------|-------|--|
| Appui | 31.49 | 4,27 | 7T10 | 5,53 |
| Travée | 53.52 | 7.51 | 7T14 | 10.78 |

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66cm$ On prend : esp=15cm.
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66cm$ On prend : esp=15cm.

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 2,7cm^2/ml \leq A_r \leq 5,39cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01m² avec S_t=25 cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 1,38cm^2/ml \leq A_r \leq 2,77cm^2/ml$

Le choix est de 6T8=3,01 cm² avec S_t=20cm

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 10,78m^2 > A_s^{min}=1,74cm^2$.
- **Sur appui :** $A_s = 5,53cm^2 > A_s^{min}=1,74cm^2$.

Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Avec : n=15 ; c'=2cm ; d=18 cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Vérification de compression du béton.

| | $M_{ser}(kNm)$ | $A_s(cm^2)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | Vérification |
|---------------|----------------|-------------|--------------------|--------------|
| Appui | 22,8 | 5,53 | 6,18 | Vérifiée |
| Travée | 38,76 | 10,78 | 8,24 | Vérifiée |

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV.5: Vérification de la flèche de l'escalier.

| $M_{ser}(KNm)$ | A_s (cm^2) | λ_i | λ_v | μ | I_0 (cm^4) | I_{fi} (cm^4) | I_{fv} (cm^4) |
|----------------|---------------------|-------------|-------------|-------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 38,76 | 10,78 | 7,05 | 2,82 | 0,25 | 72580,28 | 28900,73 | 42569,06 |

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 5,43mm \\ f_v = 10,14mm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 4,71mm$$

$$\bar{f} = 4,80mm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 7mm < \bar{f} = 10,61mm \dots \dots \dots C. Vérifiée$$

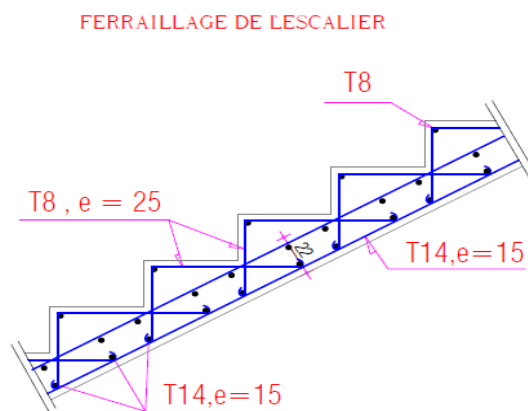


Figure IV.4: Schéma de ferrailage de l'escalier).

IV.4 Plancher à corps creux :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

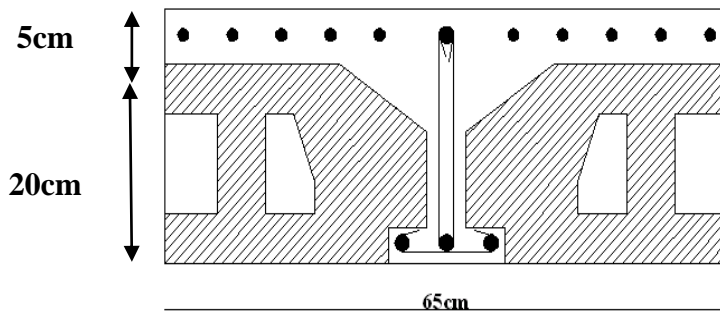


Figure IV.5: coupe du plancher en corps creux

IV.4.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

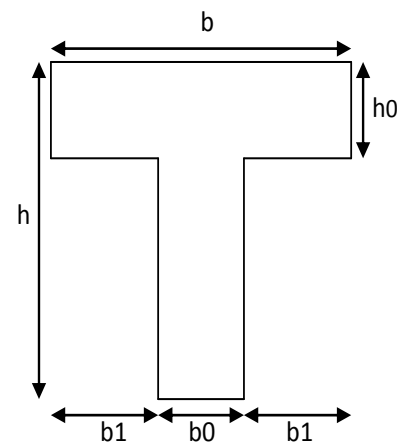


Figure IV.6 : Dimensions De La Poutrelle

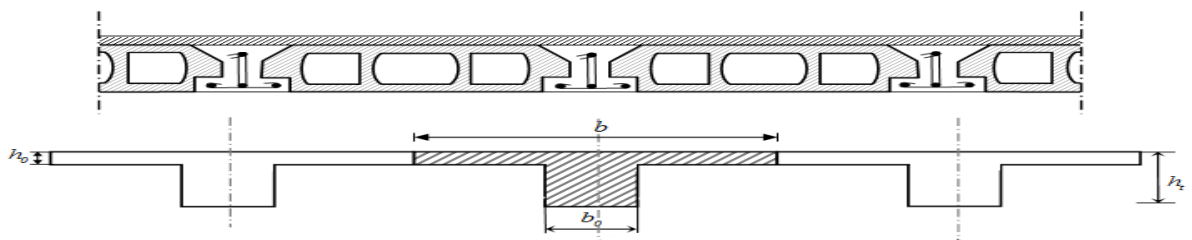


Figure IV.7: Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (10; 15) \text{ cm}$. On a adopté $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 395 - 30 = 365 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{365}{10}\right) = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$.

IV.5.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L = 3,95 \text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

IV.5.3 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5\text{KN/m}^2; 2\text{G})$.

$$-EC \rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5.34) \rightarrow \text{vérifié}$$

$$-Terrasse \rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6.72) \rightarrow \text{vérifié}$$

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées. \rightarrow vérifié

3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \text{non vérifié}$$

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est non applicable.

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :**➤ Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaires.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

- $(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;

- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l'=l$pour une travée de rive
- $l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. Méthode des éléments finis « ETABS »

les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ETABS

. Etapes de calcul des poutrelles :

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=3,95 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

➤ **Evaluation des charges :**• **Charges permanentes :**1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$ 2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$\Sigma G = 1,97 \text{ kN/ml}$$

• **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,63 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = 14,17 \text{ KN.m} = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_s = 10,23 \text{ KN.m} = \frac{q_{ser} l^2}{8}$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 14,17 \text{ Kn.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ;$$

$$\sigma_{bc} = 30 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 3,43 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* **2^{ème} étape** : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

IV.5.5 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :

Plancher terrasse :

➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,72 \times 0,65=4,35 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant :

➤ **Charge permanente :**

$$G=5,34 \times 0,65=3,74 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,85 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=5 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,51 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=4,72 \text{ kN/ml.}$$

Conclusion :

Le plancher Terrasse est le plus sollicité.

➤ **Calcul des efforts internes :**

Poutrelle à 4 travées :

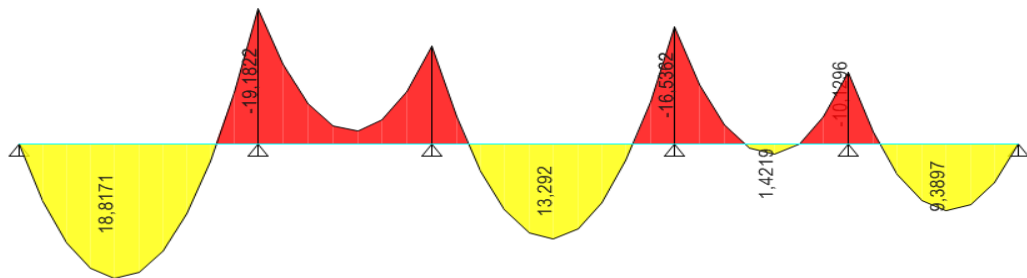
Méthode : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

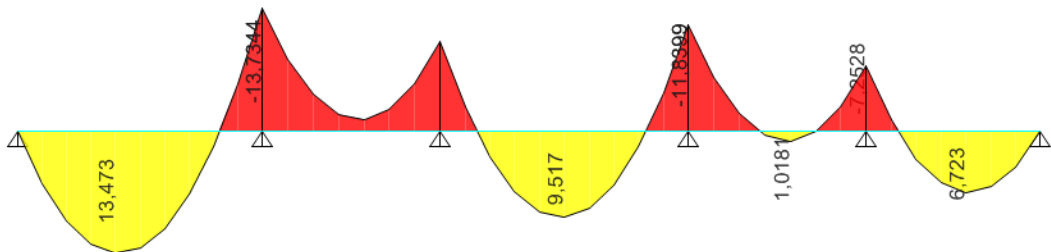
(3.95/3.3/2.70/3.30).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

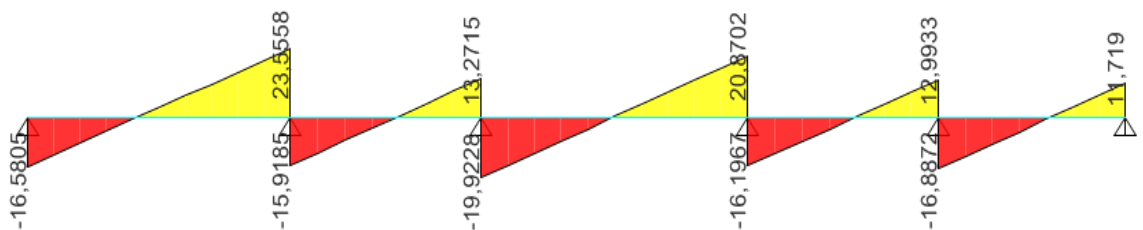


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

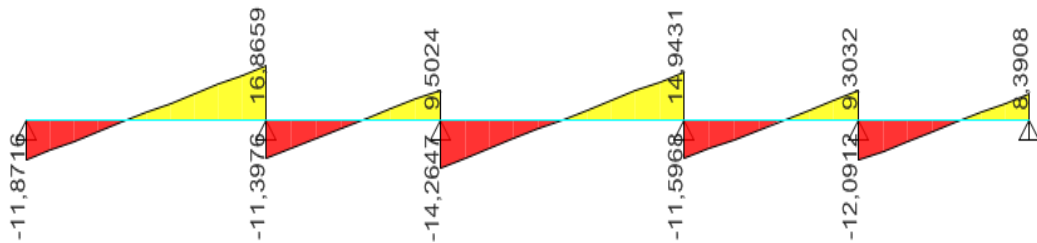


Figure IV.8 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04travées.

➤ **Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 18,81 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 19,18 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 23,55 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 13,47 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 13,73 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 16,86 \text{ kN}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

$h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,25 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 55,25kNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau. IV.6 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

| M_u (kNm) | μ | $\mu < \mu_R$ | A'_s (cm ²) | α | Z (cm) | A_s^{cal}/ml (cm ²) | Choix | A_s^{adp}/ml (cm ²) |
|----------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-------------|--------------------------------------|-------|--------------------------------------|
| 18,81 | 0,03 | Oui | 0 | 0,04 | 221,12 | 1.96 | 3T10 | 2.34 |

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,61\text{cm}^2; 2,37 \text{ cm}^2\} = 2,37 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2.37 \text{ cm}^2$)

➤ **Ferrailage sur appuis :**

On a : $M_{au}^{\max} = 19.18\text{kNm} < M_{tab} = 55,25 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau. IV.7 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

| M_u (kNm) | μ | $\mu < \mu_R$ | A'_s (cm ²) | α | Z (cm) | A_s^{cal}/ml (cm ²) | Choix | A_s^{adp}/ml (cm ²) |
|----------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-------------|--------------------------------------|-------|--------------------------------------|
| 19,18 | 0,04 | Oui | 0 | 0,05 | 221,07 | 2 | 2T12 | 2.26 |

Choix : 2T14 ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 23,55 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u} = 0,87 < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ **Vérification des contraintes du béton : Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.**

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appuis) ; $c = c' = 2 \text{ cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0) \square_0 + 30(A_s - A'_s)] y - [(b - b_0) \square_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0) \square_0^3}{12} + (b - b_0) \square_0 \left(y - \frac{\square_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau IV.8: Vérification de la contrainte de béton.

| | $M_{ser}(kNm)$ | $A_s(cm^2)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | Vérification |
|---------------|----------------|-------------|--------------------|-----------------|
| Travée | 13,47 | 2.34 | 5.30 | Vérifiée |
| Appuis | 13,73 | 2.26 | 6.30 | Vérifiée |

✓ Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00 m$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 m$

Donc : $\bar{f} = \frac{559}{1000} + 0,5 = 1,06 cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs ^[3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :}$$

Tableau IV.9 : Calcul de la flèche.

| M_{ser} (kNm) | A_s (cm²) | λ_i | λ_v | μ | I₀ (cm⁴) | I_{fi} (cm⁴) | I_{fv} (cm⁴) |
|--|---|----------------------|----------------------|----------|---|--|--|
| 13,47 | 2,34 | 6,27 | 2,50 | 0,57 | 88266,86 | 21227,67 | 36398,70 |

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56\text{MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76\text{MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,26\text{cm} \quad (L = 5,59\text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,46 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,2 \text{ cm} < \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

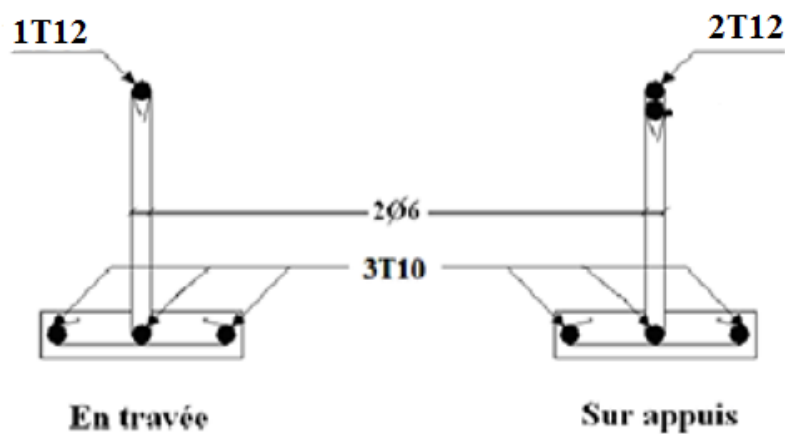


Figure. IV.9: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

IV.5.6 Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

CHAPITRE V

V.1 Introduction :

Une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

V.2 Objectifs de l'étude dynamique :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des méthodes de modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3 Choix de la méthode :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans le RPA99 v 2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (article 4.1.2 du RPA99 v 2003), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

V.4 Méthode dynamique modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.4.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- **Coefficient d'accélération A :**

- Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya de BLIDA (RPA 99 v 2003).

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.25**

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

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99 v 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99 v 2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en Portiques contreventés par des voiles (système 4.b)

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

- **Facteur de qualité Q :**

Tableau V.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.

| critère q | P_q | | | |
|--|-----------|-------------|-----------|-------------|
| | suivant x | | suivant y | |
| | Observé | Non observé | Observé | Non observé |
| 1- condition minimale sur les files de contreventement | 0 | - | 0 | - |
| 2-Redondances en plan | - | 0.05 | - | 0.05 |
| 3- Régularité en plan | - | 0,05 | - | 0,05 |
| 4- Régularité en élévation | 0 | - | 0 | - |
| 5-Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | - | 0 | - |
| 6-contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | - | 0 | - |
| Totale | 0,10 | | 0,10 | |

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

Sens longitudinal $\rightarrow Q_x = 1 + 0.10 = 1.10$

Sens transversal $\rightarrow Q_y = 1 + 0.10 = 1.10$

- **Facteur de correction d'amortissement "η":**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \Rightarrow \eta = 0,88.$$

- **Période T1 et T2 du site considéré:**

$$T1 = 0,15 \text{ s.}$$

$$T2 = 0,50 \text{ s.}$$

V.4.2 Spectre de réponse :

Selon le RPA 99 v 2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone III: sismicité forte.

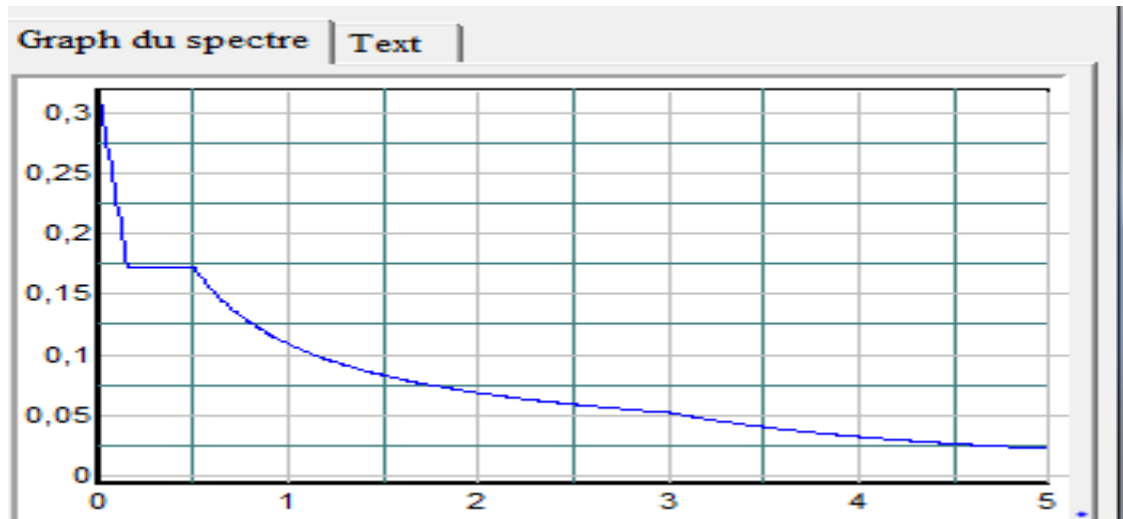
Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=4 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone A=0,25.

Facteur de qualité Q=1,10.

b. le spectre de réponse :**Sa/g****Figure V.1:** Diagramme de spectre de réponse.

- **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$ELU=1.35G+1.5Q$$

$$ELS=G+Q$$

$$G+Q_{\pm E}$$

$$0.8G_{\pm E}$$

- **Modélisation:**

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA99 v 2003, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres des nœuds maître de la structure

(Notion de diaphragme).

- **Poids total de la structure "W" :**

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations (RPA99 v 2003).

$$WT = \sum w_i \text{ Avec } W_i = W_{gi} + B w_{qi}$$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation

B: coefficient de pondération (d'après RPA99 ; B = 0,2)

V.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 v 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

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

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 41565.233$ KN (calcul automatique) avec **ETABS.V16**.

- **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

$$0 < T < T_2 \rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 v 2003". Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) \quad \text{"RPA99 v 2003"}$$

Où :

h_N : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau;

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 19.89$ m.

→ $T = C_T \times hn^{3/4} = 0,05 \times (19,89)^{3/4} = 0,47 \text{ sec}$, dans les deux directions.

✓ Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{19,89}{\sqrt{28,80}} = 0,33 \text{ sec}$

✓ Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{19,89}{\sqrt{21,90}} = 0,38 \text{ sec}$

✓

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,47 ; 0,33) = 0,33 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,47 ; 0,38) = 0,38 \text{ sec}$

Calcul de D :

$$\left\{ \begin{array}{l} (x-x) : 0 < 0,33 < T_2, D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,8819 = 2,2 \\ (y-y) : 0 < 0,38 < T_2, D_y = 2,5\eta = 2,5 \times 0,8819 = 2,2 \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 2,2 \cdot 1,10}{4} W = 0,151 W$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 2,2 \cdot 1,10}{4} W = 0,151 W$$

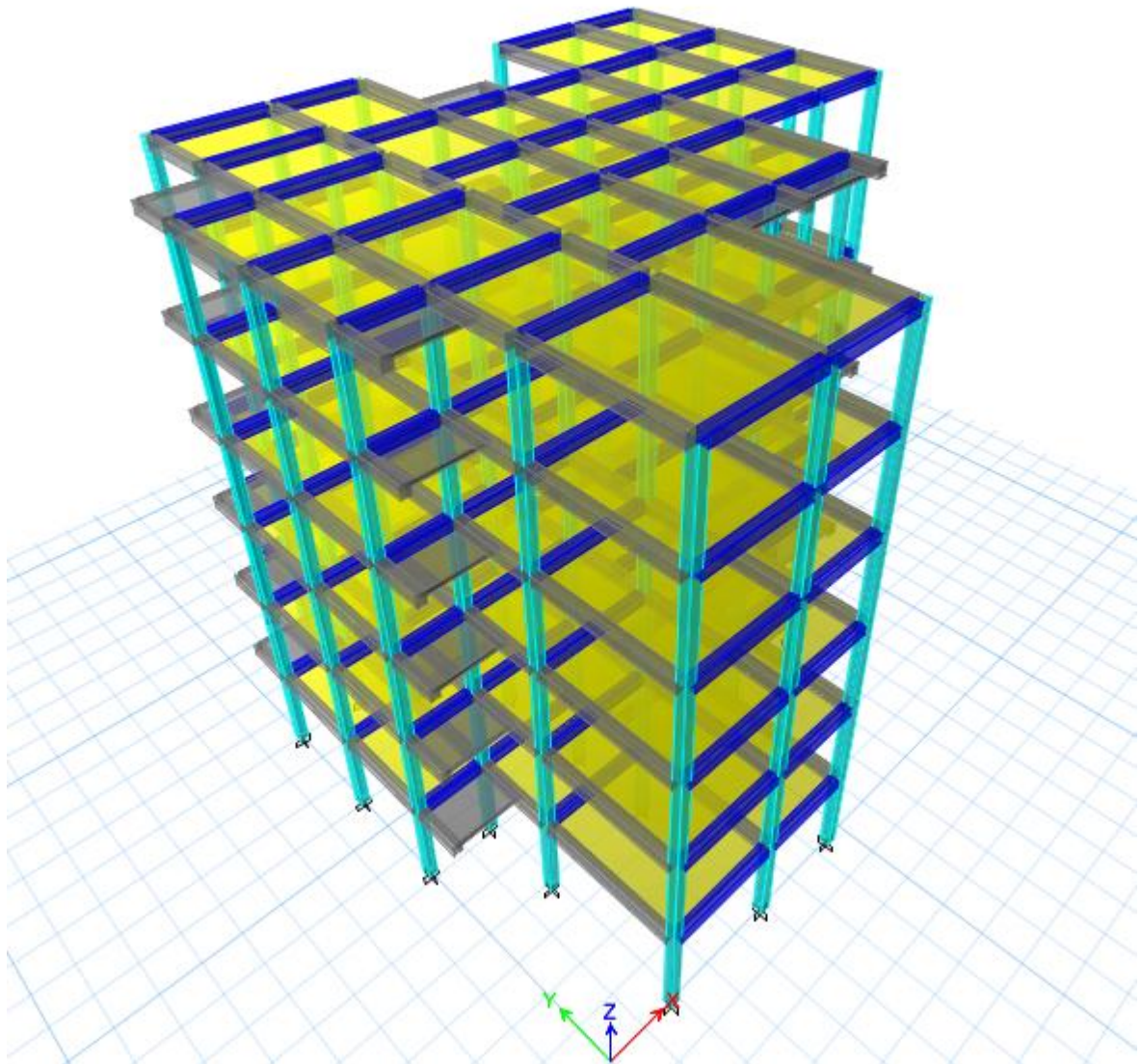
Modèle initial :**Figure V 2:** Modèle initial.

Tableau V.2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

| Case | Mode | Période | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|--------------|----------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | | sec | | | | |
| Modal | 1 | 1,169 | 0,8265 | 0,0001 | 0,8265 | 0,0001 |
| Modal | 2 | 1,11 | 1,067E-05 | 0,8464 | 0,8265 | 0,8465 |
| Modal | 3 | 1,042 | 0,017 | 0,0031 | 0,8435 | 0,8496 |
| Modal | 4 | 0,386 | 0,0978 | 1,629E-05 | 0,9413 | 0,8496 |
| Modal | 5 | 0,369 | 1,854E-06 | 0,0968 | 0,9413 | 0,9463 |
| Modal | 6 | 0,345 | 0,0023 | 0,0001 | 0,9436 | 0,9465 |
| Modal | 7 | 0,228 | 0,0325 | 1,905E-06 | 0,9761 | 0,9465 |
| Modal | 8 | 0,22 | 2,776E-06 | 0,0323 | 0,9761 | 0,9787 |
| Modal | 9 | 0,206 | 0,001 | 4,156E-06 | 0,9771 | 0,9787 |
| Modal | 10 | 0,163 | 0,0145 | 1,028E-05 | 0,9915 | 0,9787 |
| Modal | 11 | 0,16 | 1,709E-05 | 0,014 | 0,9916 | 0,9928 |
| Modal | 12 | 0,148 | 0,0005 | 2,226E-05 | 0,9921 | 0,9928 |

CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=1.169s$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement Y-Y

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b- Résultantes des forces sismiques :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 2,2 \cdot 1,10}{4} W = 0,151W$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 2,2 \cdot 1,10}{4} W = 0,151W$$

D'après le fichier des résultats de « **ETABS** » on a :

$$W = 17175,30 \text{ KN}$$

- $V_x = 2597,76 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 2078,21 \text{ KN}$

- $V_y = 2597,76 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 2078,21 \text{ KN}$

$$V_{tx} = 1572,23 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 1646,29 \text{ KN}$$

Donc :

$0,8V_x > V_{tx}$ et $0,8V_y > V_{ty}$ la condition non vérifiée.

Donc ajoute les voiles dans la structure

Modèle 1 :

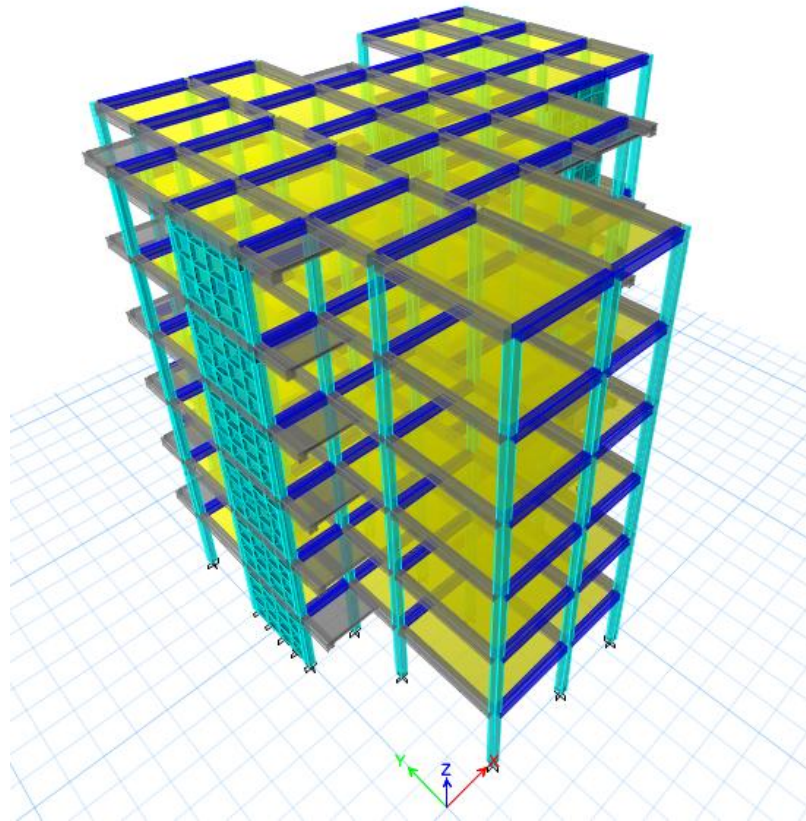


Figure V 3: Disposition des voiles 3D (modèle 1).

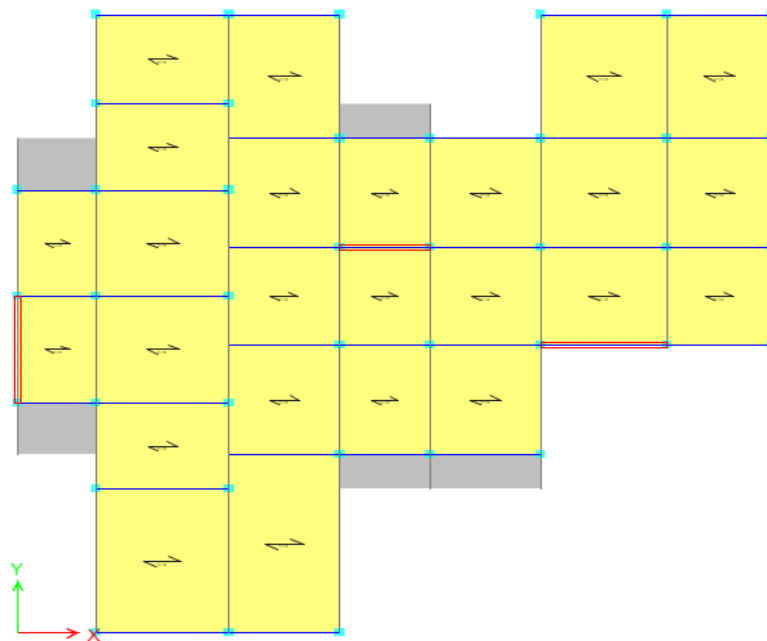


Figure V.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1).

a). Caractéristiques dynamique propre du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0.642 \text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement a x-x.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau V.3: Participation massique du modèle 1.

| Case | Mode | Période | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|--------------|----------|---------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | | sec | | | | |
| Modal | 1 | 0,642 | 0,709 | 0,0005 | 0,709 | 0,0005 |
| Modal | 2 | 0,576 | 0,0017 | 0,6506 | 0,7108 | 0,6511 |
| Modal | 3 | 0,44 | 0,0043 | 0,056 | 0,7151 | 0,7071 |
| Modal | 4 | 0,151 | 0,1797 | 0,0008 | 0,8948 | 0,7079 |
| Modal | 5 | 0,131 | 0,0018 | 0,1721 | 0,8966 | 0,88 |
| Modal | 6 | 0,094 | 0,0009 | 0,021 | 0,8975 | 0,901 |
| Modal | 7 | 0,067 | 0,0633 | 0,0004 | 0,9608 | 0,9014 |
| Modal | 8 | 0,058 | 0,0007 | 0,0577 | 0,9615 | 0,9591 |
| Modal | 9 | 0,042 | 0,0247 | 1,159E-05 | 0,9862 | 0,9591 |
| Modal | 10 | 0,042 | 0,0015 | 0,0065 | 0,9877 | 0,9656 |
| Modal | 11 | 0,037 | 0,0003 | 0,0222 | 0,988 | 0,9878 |
| Modal | 12 | 0,032 | 0,0094 | 0,0001 | 0,9975 | 0,9879 |

b). Résultante des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « **ETABS** » on a :

$$W = 18575,51 \text{ KN}$$

- $V_x = 2809,55 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 2247,64 \text{ KN}$
- $V_y = 2809,55 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 2247,64 \text{ KN}$

$$V_{tx} = 2247,65 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 2247,65 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } r = \frac{0,8V}{V_t} = 1$$

$0,8V_x < V_{tx}$ et $0,8V_y < V_{ty}$ la condition vérifie.

c). Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

Tableau V.4: Vérification des déplacements inter étages du modèle 1.

| Z(m) | δ_{eK}^x (mm) | δ_{eK}^y (mm) | δ_K^x (mm) | δ_K^y (mm) | Δ_K^x (mm) | Δ_K^y (mm) | $\bar{\Delta}$ (mm) | Observation |
|-------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------|
| 19,38 | 24,73 | 24,064 | 98,92 | 96,256 | 19,264 | 19,372 | 32.3 | vérifier |
| 16,15 | 19,914 | 19,221 | 79,656 | 76,884 | 20,176 | 19,948 | 32.3 | vérifier |
| 12,92 | 14,87 | 14,234 | 59,48 | 56,936 | 20,132 | 19,576 | 32.3 | vérifier |
| 9,69 | 9,837 | 9,34 | 39,348 | 37,36 | 18,404 | 17,608 | 32.3 | vérifier |
| 6,46 | 5,236 | 4,938 | 20,944 | 19,752 | 14,208 | 13,396 | 32.3 | vérifier |
| 3,23 | 1,684 | 1,589 | 6,736 | 6,356 | 6,736 | 6,356 | 32.3 | vérifier |

d). Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Vérification l'effort normal réduit.

| NIV | S_{poteaux} | $N_{d \text{ max}}$ | ν | V_{RPA} | Observations |
|------------------|----------------------|---------------------|-------|------------------|--------------|
| 5 ^{émé} | 30X30 | 151,67 | 0,06 | 0.3 | vérifiée |
| 4 ^{émé} | 30X30 | 275,09 | 0,10 | 0,3 | vérifiée |
| 3 ^{émé} | 30X30 | 403,38 | 0,15 | 0,3 | vérifiée |
| 2 ^{émé} | 30X30 | 533,57 | 0,20 | 0,3 | vérifiée |
| 1 ^{er} | 30X30 | 665,71 | 0,25 | 0,3 | vérifiée |
| RDC | 30X30 | 801,39 | 0,30 | 0.3 | vérifiée |

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”.

Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”.

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau V.6: Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.

| Niveau | PK(KN) | Vx(KN) | Vy(KN) | Δx(mm) | Δy(m) | Hk(m) | θx | θy | condition | observation |
|--------|------------|-----------|-----------|---------|---------|-------|---------|---------|-----------|-------------|
| 5 | 3459,6703 | 810,6142 | 814,849 | 0,00482 | 0,00484 | 3.23 | 0,00636 | 0,00637 | 0,1 | vérifiée |
| 4 | 6482,838 | 1306,2765 | 1313,053 | 0,00504 | 0,00499 | 3.23 | 0,00775 | 0,00762 | 0,1 | vérifiée |
| 3 | 9506,0057 | 1682,6476 | 1683,3567 | 0,00503 | 0,00489 | 3.23 | 0,00880 | 0,00856 | 0,1 | vérifiée |
| 2 | 12529,1735 | 1957,584 | 1957,0505 | 0,00460 | 0,00440 | 3.23 | 0,00912 | 0,00873 | 0,1 | vérifiée |
| 1 | 15552,3412 | 2142,8165 | 2141,9273 | 0,00355 | 0,00335 | 3.23 | 0,00798 | 0,00753 | 0,1 | vérifiée |
| RDC | 18575,5089 | 2247,6407 | 2247,6558 | 0,00168 | 0,00159 | 3.23 | 0,00431 | 0,00407 | 0,1 | vérifiée |

Vu les résultats obtenus des conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligé.

- **JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT**

Dans le système de contreventement en Portiques contreventés par des voiles

(Système 4.b) ainsi définie par “**RPA99 v 2003**”, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

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

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 21187.07$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 4074.27$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 19.23\% < 20\%$.

➤ Les conditions sont vérifiées donc le coefficient de comportement dynamique R est pris égal à 4.

- **Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8 \cdot V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8 \cdot V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure, il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R=4$ vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(19,23%).

CHAPITRE VI

VI.1. INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[3]** et le **RPA99 v 2003 [10]**.

VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :**VI.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

Béton: $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=22,17\text{MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

VI.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Situation durable : $1,35G+1,5Q$ et $G+Q$

Situation accidentelle : $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N^{\max} , M^{corr}

2- M^{\max} , N^{corr}

3- N^{\min} , M^{corr}

VI.2.3. Recommandation selon RPA99 v 2003:

D'après le **RPA99 v 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

* $0,9 \pi \frac{A_s}{B} \pi 4\%$ Zone courante (Z.C)

* $0,9 \pi \frac{A_s}{B} \pi 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.

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

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Situation accidentelle :

Combinaison : **0.8G+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.1: Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

| Niveaux | Sections (cm^2) | N^{\max} (kN) | M^{corr} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm^2) | A_s (cm^2) | $A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2) |
|--------------------------------------|----------------------------|-----------------|-------------------------|---------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------------|
| RDC => 1 ^{er} | 30x30 | 545,29 | 8,90 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 2 ^{ème} => 3 ^{ème} | 30x30 | 364,67 | 20,75 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 4 ^{ème} => 5 ^{ème} | 30x30 | 188,25 | 23,80 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |

Combinaison : **0.8G+E**

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.2: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | N^{\min} (kN) | M^{corr} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|--|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | -129,59 | 2,29 | SET | 1.06 | 1.54 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | -101,65 | 4,78 | SET | 0.64 | 1.4 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | -44,75 | 25,62 | SPC | 0 | 2.4 | 8,10 |

Combinaison : **0.8G+E**

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | M^{\max} (kN) | N^{cor} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------|------------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|--|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 31,55 | 364,59 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 46,48 | 219,77 | SPC | 0 | 1.47 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 49,36 | 67,44 | SPC | 0 | 3.19 | 8,10 |

Combinaison : **G+Q+E**

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | N^{\max} (kN) | M^{corr} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|--|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 801,39 | 7,75 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 533,57 | 17,65 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 275,09 | 20,82 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |

Combinaison : **G+Q+E**

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | N^{\min} (kN) | M^{corr} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|--|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | -75,60 | 5,43 | SET | 0.36 | 1.16 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | -63,72 | 6,65 | SPC | 0 | 1.17 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | -26,23 | 26,14 | SPC | 0 | 2.23 | 8,10 |

Combinaison : **G+Q+E**c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**Tableau VI.6:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | M ^{max} (kN) | N ^{cor} (kNm) | Sollicitation | A' _s (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|------------------------|---------------|------------------------------------|-----------------------------------|---|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 35,57 | 454,83 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 49,01 | 278,70 | SPC | 0 | 1.16 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 52,50 | 86,55 | SPC | 0 | 3.22 | 8,10 |

Combinaison : **1.35G+1.5Q**a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :**Tableau VI.7:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | N ^{max} (kN) | M ^{corr} (kNm) | Sollicitation | A' _s (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|-------------------------|---------------|------------------------------------|-----------------------------------|---|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 1047,89 | 4,49 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 695,19 | 12,12 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 363,25 | 11,76 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |

Combinaison : **1.35G+1.5Q**b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)**Tableau VI.8:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | N ^{min} (kN) | M ^{corr} (kNm) | Sollicitation | A' _s (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|-------------------------|---------------|------------------------------------|-----------------------------------|---|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 216,00 | 6,37 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 128,33 | 8,63 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 38,07 | 13,16 | SPC | 0 | 0.57 | 8,10 |

Combinaison : **1.35G+1.5Q**c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**Tableau VI.9:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

| Niveaux | Sections (cm ²) | M ^{max} (kN) | N ^{cor} (kNm) | Sollicitation | A' _s (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|------------------------|---------------|------------------------------------|-----------------------------------|---|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 30,05 | 554,32 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 31,02 | 336,21 | SEC | 0 | 0 | 8,10 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 38,54 | 120,57 | SPC | 0 | 1.73 | 8,10 |

VI.2.4. Choix des armatures :**Tableau VI. 10:** Choix des armatures des poteaux.

| NIVEAU | SECTION [cm ²] | A _{RP} A [cm ²] | A _{s/nap} necc [cm ²] | Choix des Barres | A _s choisit [cm ²] |
|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|--|------------------|---|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 8,10 | 1.54 | 8T14 | 12.32 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 8,10 | 1.47 | 8T14 | 12.32 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 8,10 | 3.22 | 8T14 | 12.32 |

VI.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (voir annexe), puis elles sont comparées aux contraintes limites :

Béton :

Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{18\text{MPa}}$$

b. Acier :

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M^{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}}$$

a. N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{corr} :

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

| Niveaux | Sections (cm ²) | N _{ser} ^{max} (kNm) | M _{ser} ^{corr} (kN) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Vérification |
|-------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|--------------|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 761,80 | 3,25 | 116,9 | 250 | 7,88 | 18 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 505,54 | 8,79 | 91,5 | 250 | 6,35 | 18 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 264,35 | 8,53 | 56,1 | 250 | 3,98 | 18 | Vérifiée |

b. N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max} :

Tableau VI.12: Vérification des contraintes pour les poteaux.

| Niveaux | Sections (cm ²) | N^{ser}_{min} (kNm) | M^{ser}_{corr} (kN) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérification |
|--------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| RDC => 1 ^{er} | 30x30 | 157,81 | 4,63 | 32,5 | 250 | 2,3 | 18 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} => 3 ^{ème} | 30x30 | 93,73 | 6,27 | 26,8 | 250 | 1,97 | 18 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} => 5 ^{ème} | 30x30 | 27,78 | 9,57 | 28,8 | 250 | 2,49 | 18 | Vérifiée |

c. N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau VI.13: Vérification des contraintes pour les poteaux.

| Niveaux | Sections (cm ²) | M^{ser}_{max} (kNm) | N^{ser}_{cor} (kN) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérification |
|--------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------|------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| RDC => 1 ^{er} | 30x30 | 21,78 | 403,75 | 104,1 | 250 | 7,55 | 18 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} => 3 ^{ème} | 30x30 | 22,48 | 244,96 | 85,6 | 250 | 6,42 | 18 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} => 5 ^{ème} | 30x30 | 27,95 | 87,99 | 85,1 | 250 | 7,3 | 18 | Vérifiée |

VI.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

VI.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant à l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 [9] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA99 v 2003 [1] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

| Niveaux | Section (cm ²) | T_u (kN) | τ_u (MPa) | λ | ρ_a | $\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa) | $\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa) | Vérification |
|--------------------------------------|----------------------------|------------|----------------|-----------|----------|----------------------------|-----------------------------|--------------|
| RDC => 1 ^{er} | 30x30 | 21,24 | 0,24 | 26,10 | 0,075 | 2,25 | 3 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} => 3 ^{ème} | 30x30 | 30,39 | 0,34 | 26,10 | 0,075 | 2,25 | 3 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} => 5 ^{ème} | 30x30 | 33,95 | 0,38 | 26,10 | 0,075 | 2,25 | 3 | Vérifiée |

VI.2.6.2. Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 v 2003**; elles sont données comme suit :

Selon le RPA99 v 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_{e_t}}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI.15 : Espacements maximums selon RPA99.

| Niveaux | Section (cm ²) | Barres | ϕ_l (mm) | S_t (cm) | |
|-------------------------------------|----------------------------|--------|---------------|-------------|---------------|
| | | | | Zone nodale | Zone courante |
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 8T14 | 14 | 10 | 15 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 8T14 | 14 | 10 | 15 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 8T14 | 14 | 10 | 15 |

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

| Niveaux | Section (cm ²) | L_f (m) | λ_g (%) | ρ_a | T_u^{max} (kN) | Zone | S_t (cm) | A_t^{cal} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) |
|-------------------------------------|----------------------------|-----------|-----------------|----------|-------------------------|------|------------|---------------------------------------|-------|---------------------------------------|
| RDC =>1 ^{er} | 30x30 | 2,26 | 7,54 | 2,5 | 21,24 | N | 10 | 0,35 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0,53 | 4T8 | 2,01 |
| 2 ^{ème} =>3 ^{ème} | 30x30 | 2,26 | 7,54 | 2,5 | 30,39 | N | 10 | 0,51 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0,76 | 4T8 | 2,01 |
| 4 ^{ème} =>5 ^{ème} | 30x30 | 2,26 | 7,54 | 2,5 | 33,95 | N | 10 | 0,57 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0,85 | 4T8 | 2,01 |

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_1$ en **zone III**.

Pour :

$\varnothing = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

Poteaux 30X30

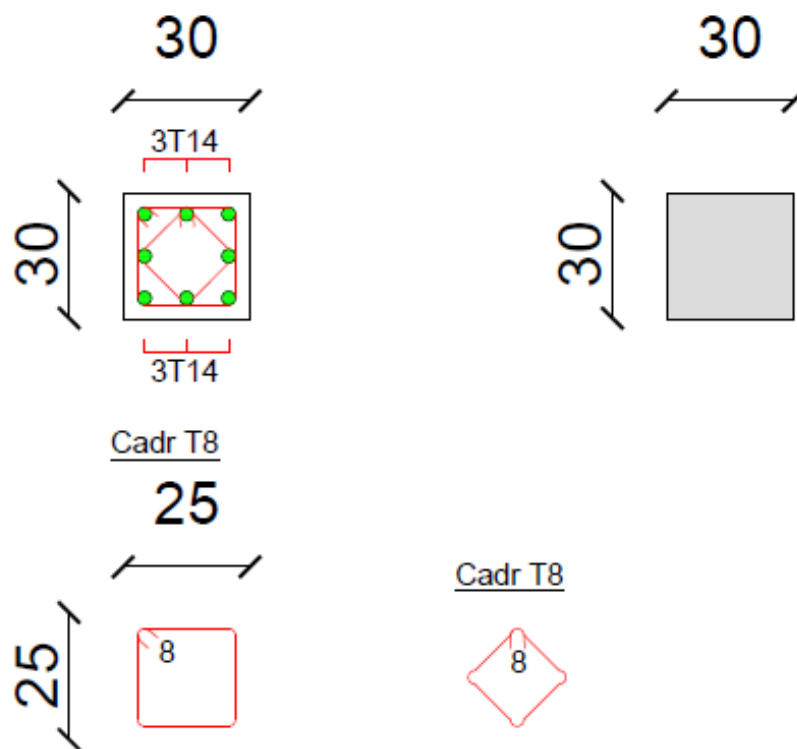


Figure VI. 1: Schéma de ferraillages des poteaux.

VI.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :**VI.3.1.Introduction :**

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

VI.3.2. Les combinaisons de charges :

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :
 - E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S : $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

VI.3. 3.Recommandation du rpa99 version 2003 :

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St. L$.

L : longueur de la poutre.

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

- $S_t \leq M \text{ in } \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (Zone nodale).

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

h : hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22.17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

VI.3.4. Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS**.

On dispose un seul type de poutre :

- Poutre porteuse 30 x 40 (cm)
- Poutre non porteuse 30 x 35 (cm)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

➤ **Poutre porteuse (30x 40)**

a. **Situation durable 1,35G+1,5Q :**

Tableau VI. 17: Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Durable).

| Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|----------------------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| 30x40 | Travée | 75,53 | 4,91 | 0 | 6,00 |
| | Appui | -73,86 | 4,79 | 0 | 6,00 |

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:**Tableau VI. 18:** Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

| Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|----------------------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| 30x40 | Travée | 87,74 | 4,88 | 0 | 6,00 |
| | Appui | -135,44 | 7,73 | 0 | 6,00 |

c. Situation accidentelle $0.8G\pm E$:**Tableau VI. 19:** Ferrailage des Poutres porteuse (30x40) (Situation Accidentelle).

| Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|----------------------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| 30x40 | Travée | 96,32 | 5,38 | 0 | 6,00 |
| | Appui | -126,14 | 7,16 | 0 | 6,00 |

➤ Poutre non porteuse (30x35)**a. Situation durable $1,35G+1,5Q$:****Tableau VI.20:** Ferrailage des poutres porteuses (30x35) (Situation Durable).

| Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|----------------------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| 30x35 | Travée | 42,03 | 3,10 | 0 | 5,25 |
| | Appui | -52,73 | 3,94 | 0 | 5,25 |

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:**Tableau VI.21:** Ferrailage des poutres porteuses (30x35) (Situation Accidentelle).

| Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|----------------------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| 30x35 | Travée | 81,64 | 5,30 | 0 | 5,25 |
| | Appui | -111,68 | 7,41 | 0 | 5,25 |

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau VI.22: Ferrailage des Poutres porteuse (30x35) (Situation Accidentelle).

| Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|----------------------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| 30x35 | Travée | 79,03 | 5,12 | 0 | 5,25 |
| | Appui | -104,84 | 6,92 | 0 | 5,25 |

●Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau VI.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40.

| Section (cm ²) | Position | A ^{min} _{sRPA} (cm ²) | A ^{cal} _s (cm ²) | Choix des armatures | A ^{adp} _s (cm ²) |
|----------------------------|----------|---|--|---------------------|--|
| 30x40 | Travée | 6,00 | 5,38 | 3T14+3T12 | 8,01 |
| | Appuis | | 7,73 | 3T14+3T14 | 9,24 |

Tableau VI.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.

| Section (cm ²) | Position | A ^{min} _{sRPA} (cm ²) | A ^{cal} _s (cm ²) | Choix des armatures | A ^{adp} _s (cm ²) |
|----------------------------|----------|---|--|---------------------|--|
| 30x35 | travée | 5,25 | 5,30 | 3T14+3T12 | 8,01 |
| | appuis | | 7,41 | 3T14+3T14 | 9,24 |

VI.3.5. Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; F_e=500\text{MPa}$$

Tableau VI. 25: Vérification de la condition de non fragilité.

| Section (cm ²) | A _s choisi (cm ²) | A _s min(cm ²) | Vérification |
|----------------------------|--|--------------------------------------|--------------|
| Poutre 30x40 | 8,01 | 1.19 | Vérifiée |
| Poutre 30x35 | 8,01 | 1,04 | Vérifiée |

VI.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{18\text{MPa}}$$

b. Acier :

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M^{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}}$$

a. Poutres porteuses (30x40)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

| Poutre p | M _{ser} (kNm) | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ _{-bc} (MPa) | Vérification | Σs (MPa) | σ-s (MPa) | Vérification |
|---------------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|-------------|--------------|--------------|
| Travée | 54,93 | 8,01 | 6,73 | 18 | ok | 203,01 | 250 | ok |
| Appuis | -53,66 | 9,24 | 6,91 | 18 | ok | 173,28 | 250 | ok |

b. Poutres non porteuses (30x35)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.27: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

| Poutre S | M _{ser} (kNm) | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ _{-bc} (MPa) | Vérification | Σs (MPa) | σ-s (MPa) | Vérification |
|---------------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|-------------|--------------|--------------|
| Travée | 30,50 | 8,01 | 4,69 | 18 | ok | 131,71 | 250 | ok |
| Appuis | -38,31 | 9,24 | 5,64 | 18 | ok | 143,77 | 250 | ok |

VI.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = \boxed{3\text{MPa}}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

| Section (cm ²) | T _u max (kN) | τ _u (MPa) | τ _u BAEL add (MPa) | Vérification |
|----------------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------------|--------------|
| Poutre 30x40 | 110,77 | 1,03 | 3 | Ok |
| Poutre 30x35 | 73,67 | 0,78 | 3 | Ok |

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f_e=500 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [9] :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec :} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.29: Calcul des armatures transversales.

| Section (cm ²) | T _u (kN) | τ _u (MPa) | BAEL S _t (cm) | Ø _l mm | RPA99 | | S _t ^{adp} | | A _t ^{min} (cm ²) | A _t ^{BAEL} cm ² | Choix |
|----------------------------|---------------------|----------------------|--------------------------|-------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------|---------|--|--|-------|
| | | | | | S _t (cm) ZN | S _t (cm) ZC | ZN (cm) | ZC (cm) | | | |
| Poutre 30x40 | 110,77 | 1,03 | 32,4 | 14 | 10 | 20 | 10 | 15 | 0,9 | 0,75 | 6T8 |
| Poutre 30x35 | 73,67 | 0,78 | 28,35 | 14 | 8,75 | 17,5 | 10 | 15 | 0,9 | 1,27 | 6T8 |

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=14mm L_r=70cm
- Ø=12mm L_r=60cm

V.3.9. Arrêt des barres [1] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max(L_{gauche} ; L_{droite})

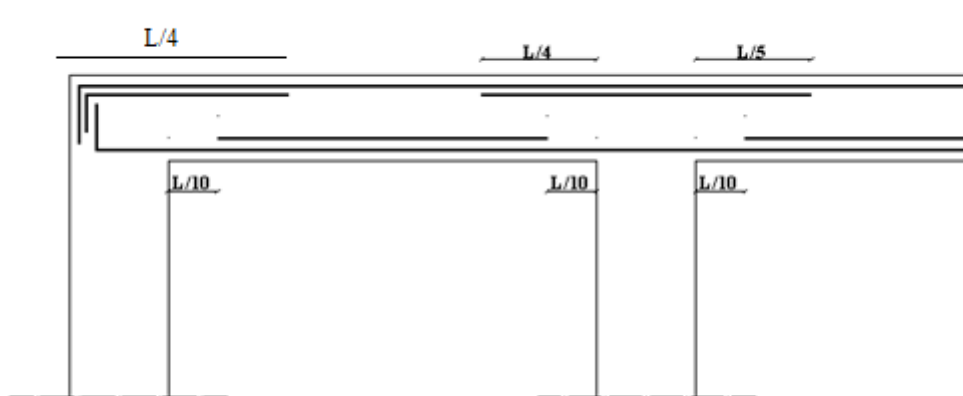


Figure VI.2: arrêts des barres.

VI.3.10. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

$$\text{Tel que : } f_1 = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.00\text{cm} \Rightarrow L = 5 > 5m$$

$$f_2 = \frac{L}{500} = 0.79\text{cm} \Rightarrow L = 3,95 < 5m$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

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

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau VI.30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

| Section (cm ²) | Longueur (m) | M _{ser} KNm | A _s ^{adp} (cm ²) | fi (cm) | fv(cm) | Δft(cm) | \bar{f} (cm) |
|----------------------------|--------------|----------------------|--|---------|--------|---------|----------------|
| 30x40 | 5,00 | 54,93 | 8,01 | 0,93 | 1,73 | 0.80 | 1,00 |
| 30x35 | 3,95 | 30,50 | 8,01 | 0,33 | 0,71 | 0.38 | 0,97 |

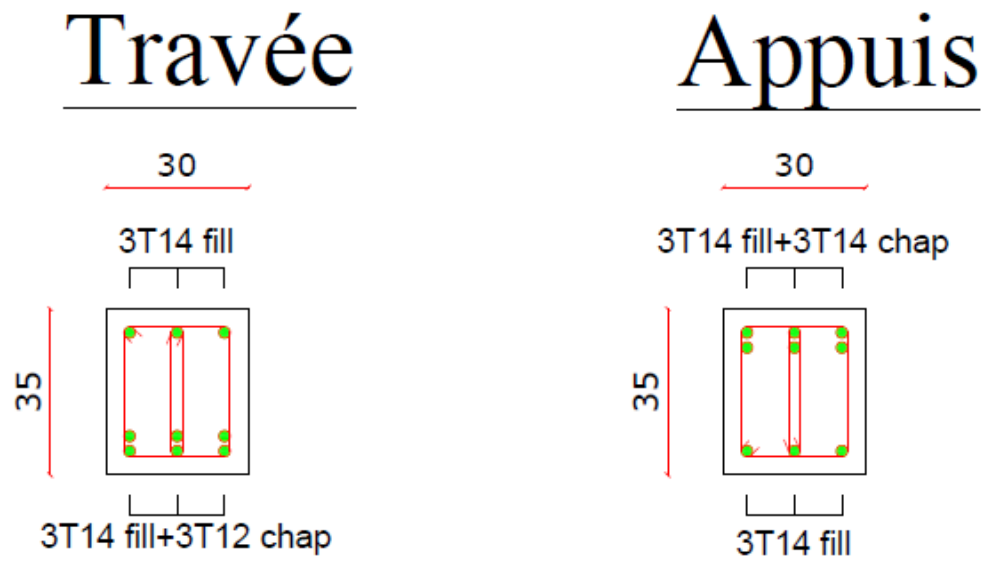


Figure VI. 3: schéma de ferraillage de poutres non porteuses.

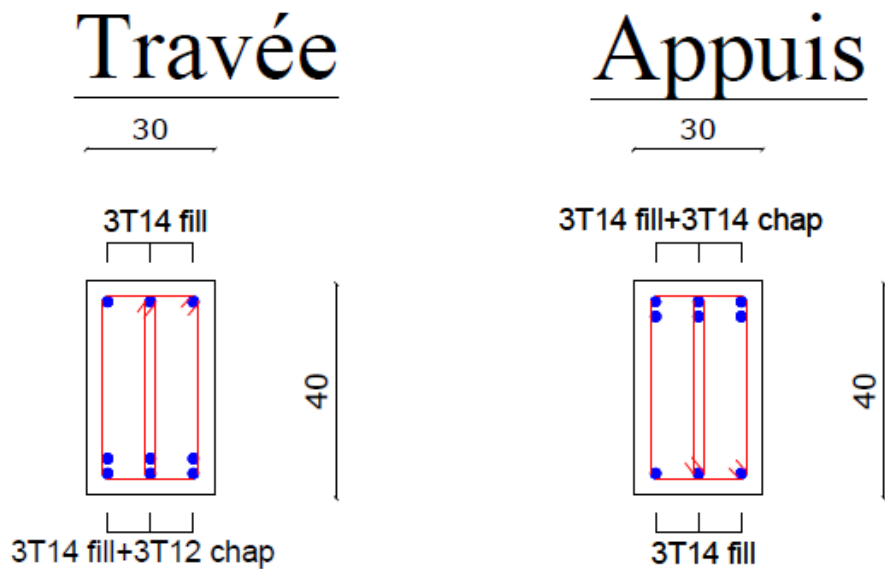


Figure VI. 4: schéma de ferraillage de poutres porteuses.

VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES :**VI.4.1. GENERALITES :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;

En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).

De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

Au droit des ouvertures (concentration de contraintes), à leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

VI.4.2. Méthode des contraintes:

Principe des calculs :

a. Acier verticaux :

Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \Rightarrow$ SEC : Donc on ferraille pour la section minimal dans la RPA.

$$A_{smin} = 0.2\% L.e$$

Cas 2 :

$\sigma_1, \sigma_2 > 0 \Rightarrow$ SET : En calculer le volume des contraintes de traction F_t

Et calculer la section des armatures verticales. $A_v = \frac{F_t}{F_e}$

- $A_v < A_{min} = 0.2\% . e.l$ on ferraille avec la section minimale

- $A_v > A_{min}$: on ferraille avec A_v

Cas 3 :

σ_1, σ_2 : sont de signe différent \Rightarrow SPC

On calculer les contraint pour la zone tendu

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} - \frac{6M}{e.l^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{s} + \frac{6M}{e.l^2}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissons appliqué

S : section transversale du voile

e : épaisseur de voiles

l : longueur de voile

b. Aciers horizontale :

On calcule :

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot s_t}{0.8(0.8)f_e}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \cdot e \cdot l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u, d = 0.9l$$

V_u : Effort tranchant

a : épaisseur de voile

L : longueur de voile

St : espacement maximale

$$A_h \geq \max(A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin})$$

c. Armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

d. vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 22.17 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

e. vérification de contraint de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

VI.4.2.1. Exemple de calcul (voile VX1) :

Soit le voile de longueur $L = 3.75$ m, $a = 0,2$ m (épaisseur) $S = 0.75\text{m}^2$

$N = -1439,22$ KN ; $M = 7668,71$ KN.m ; $V_u = 1218,46$ KN

a. Armature verticales :

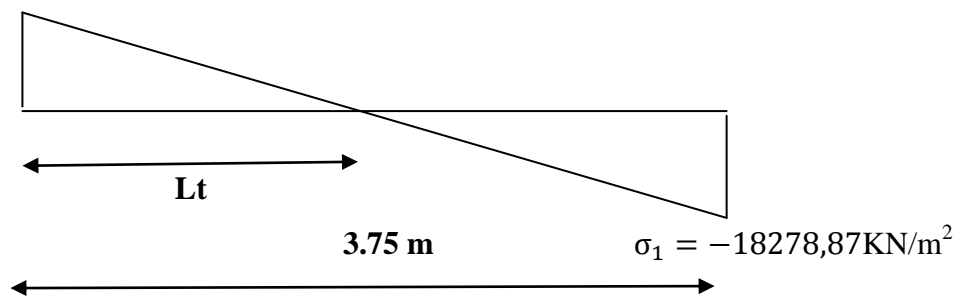
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-1439,22}{0.75} - \frac{6 \cdot 7668,71}{0.2 \cdot 3,75^2} \\ \sigma_2 = \frac{-1439,22}{0.75} + \frac{6 \cdot 7668,71}{0.2 \cdot 3,75^2} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = -18278,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 14440,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 14440,95 \text{ KN/m}^2$$



$$L_T = \frac{L}{\left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| + 1} = \frac{3.75}{\left| \frac{18278,87}{14440,95} \right| + 1} = 1.66 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_2 \cdot l_t \cdot e}{2} = 2390.08 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad A_V = \frac{F_T}{f_e} = \frac{2390.08 \cdot 10^3}{500 \cdot 10} = 47.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.2\% \cdot e \cdot l_t = 2.48 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : 2*12T16 ==> $A_s = 48.24 \text{ cm}^2$

Vérification d'espacement: $esp = \frac{124}{11} = 11.27 \text{ cm}$

$S_t \leq (1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifier

b. armature horizontal :

$$\bar{V} = 1.4V_u = 1705.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a.d} = \frac{1705.84}{0.2(0.9 \times 3.75)} = 2.53 \text{ Mpa}$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot s_t}{0.8(0.8)f_e} = \frac{2.53 \times 200 \times 150}{0.8(500 \times 0.8)} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3}(A_v) = \frac{2}{3}(48.24) = 32.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 3.75 = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max\{A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin}\} = 32.16 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 18T12 = 40.68 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

c. armature de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u \Rightarrow \bar{V} = 1705.84 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1705.84 \times 10^3}{500} = 37.52 \text{ cm}^2$$

$A_{vj} = 37.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ cette quantité d acier sera ajouté le long des joint de reprise de coulage

d. vérification de contraint de compression :

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 18.27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 22.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

e. vérification de la contraint de cisaillement :

$$\tau_u = 2.53 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 6 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

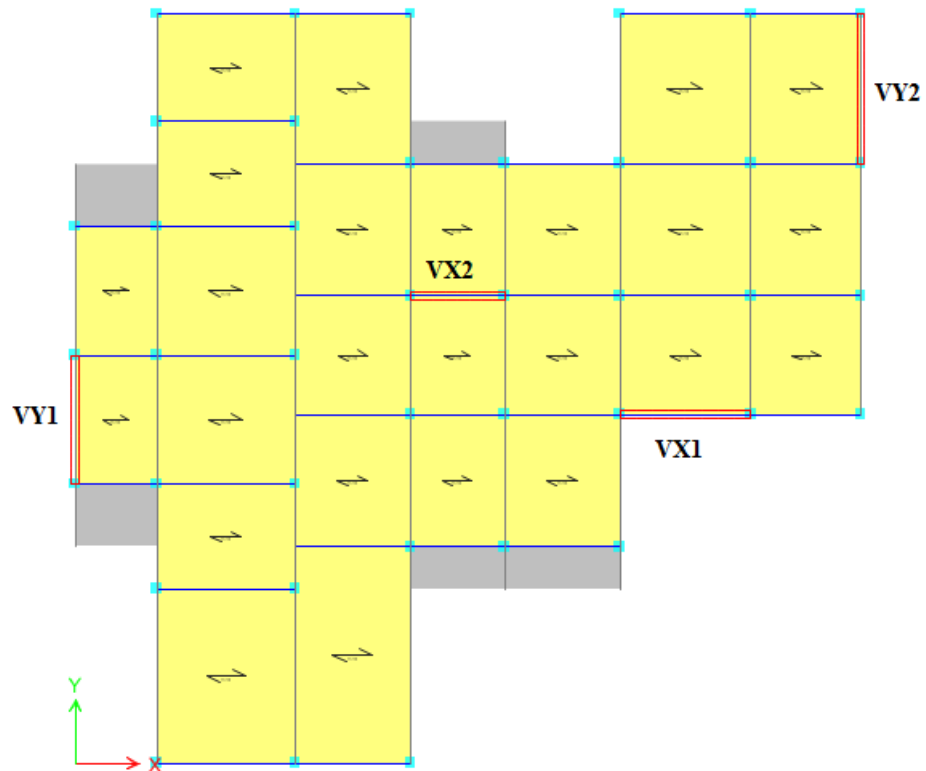


Figure VI. 6: schéma Disposition des voiles

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zone I : RDC+1^{er}+2^{eme} étage

Zone II : 3^{eme}+4^{eme}+5^{eme} étage.

1- Armateur vertical :

- **Voiles (VX1) :** $L= 3.75\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.31: Calcul des armatures vertical VX1

| Zone | N(KN) | M (KN,m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Lt(m) | FT (cm ²) | As (cm ²) | choix d'armatures | esp | A _s adoptées (cm ²) |
|------|----------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-----|--|
| I | -1439,22 | 7668,71 | -18278,87 | 14440,95 | 1,66 | 2390,08 | 47,80 | 2*12T16 | 15 | 48,24 |
| II | -806,72 | 1668,45 | -4634,99 | 2483,73 | 1,31 | 324,97 | 6,50 | 2*12T12 | 15 | 27,12 |

- **Voiles (VX2) :** $L= 2.70\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.32 : Calcul des armatures vertical VX2

| Zone | N (KN) | M (KN,m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Lt(m) | FT (cm ²) | As (cm ²) | choix d'armatures | esp | A _s adoptées (cm ²) |
|------|----------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-----|--|
| I | -1592,49 | 3309,34 | -16567,74 | 10669,63 | 1,06 | 1128,49 | 22,57 | 2*8T14 | 15 | 24,64 |
| II | -908,38 | 660,41 | -4399,92 | 1035,55 | 0,51 | 53,27 | 1,07 | 2*8T12 | 15 | 18,08 |

- **Voiles (VY1) :** $L= 3.70\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.33 : Calcul des armatures vertical VY1

| Zone | N (KN) | M (KN,m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Lt(m) | FT (cm ²) | As (cm ²) | choix d'armatures | esp | A _s adoptées (cm ²) |
|------|----------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-----|--|
| I | -1226,44 | 7595,66 | -18302,33 | 14987,63 | 1,67 | 2496,63 | 49,93 | 2*13T16 | 15 | 52,26 |
| II | -328,25 | 1824,66 | -4442,11 | 3554,94 | 1,64 | 584,71 | 11,69 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |

- **Voiles (VY2) :** $L= 4.30\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.34 : Calcul des armatures vertical VY2

| Zone | N (KN) | M (KN,m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Lt(m) | FT (cm ²) | As (cm ²) | choix d'armatures | esp | A _s adoptées (cm ²) |
|------|----------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-----|--|
| I | -1236,71 | 6272,17 | -11614,62 | 8738,55 | 1,85 | 1613,30 | 32,27 | 2*13T14 | 15 | 40,04 |
| II | -681,11 | 1800,68 | -3713,59 | 2129,61 | 1,57 | 333,75 | 6,67 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |

1- Armatures de joint de bétonnage :

- **Voiles (VX1) :** L= 3.75m ; e= 0.2m

Tableau VI.35:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1

| Zone | Vu(KN) | $\tilde{V}u$ (KN) | As (cm ²) | choix d'armatu res | es p | As adoptées (cm ²) |
|------|---------|----------------------|--------------------------|--------------------------|---------|---------------------------------------|
| I | 1218,45 | 1705,83 | 37,53 | 2*13T14 | 15 | 40,04 |
| II | 692,79 | 969,91 | 21,34 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |

- **Voiles (VX2) :** L= 2.70m ; e= 0.2m

Tableau VI.36:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX2

| Zone | Vu(KN) | $\tilde{V}u$ (KN) | As (cm ²) | choix d'armatu res | es p | As adoptées (cm ²) |
|------|--------|----------------------|--------------------------|--------------------------|---------|---------------------------------------|
| I | 706,81 | 989,53 | 21,77 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |
| II | 333,28 | 466,59 | 10,27 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |

- **Voiles (VY1) :** L= 3.70m ; e= 0.2m

Tableau VI.37:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1

| Zone | Vu(KN) | $\tilde{V}u$ (KN) | As (cm ²) | choix d'armatu res | es p | As adoptées (cm ²) |
|------|---------|----------------------|--------------------------|--------------------------|---------|---------------------------------------|
| I | 1218,34 | 1705,68 | 37,52 | 2*13T14 | 15 | 40,04 |
| II | 651,18 | 911,65 | 20,06 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |

- **Voiles (VY2) :** L= 4.30m ; e= 0.2m

Tableau VI.38:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2

| Zone | Vu(KN) | $\tilde{V}u$ (KN) | As (cm ²) | choix d'armatu res | es p | As adoptées (cm ²) |
|------|--------|----------------------|--------------------------|--------------------------|---------|---------------------------------------|
| I | 826,98 | 1157,77 | 25,47 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |
| II | 487,84 | 682,98 | 15,03 | 2*13T12 | 15 | 29,38 |

2- Armature horizontale :

- **Voiles (VX1) :** L= 3.75m ; e= 0.2m

Tableau VI.39:Calcul des Armature horizontale VX1

| Zone | A_{H1} (cm^2) | A_{H2} (cm^2) | A_{Hmin} (cm^2) | A_s (cm^2) | choix d'armatu res | esp | A_s adoptées (cm^2) |
|------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------|--------------------------|-----|---------------------------------|
| I | 2,37 | 32,16 | 11,25 | 32,16 | 2*18T12 | 15 | 40,68 |
| II | 1,35 | 18,08 | 11,25 | 18,08 | 2*18T10 | 15 | 28,08 |

- **Voiles (VX2) :** L= 2.70m ; e= 0.2m

Tableau VI.40:Calcul des Armature horizontale VX2

| Zone | A_{H1} (cm^2) | A_{H2} (cm^2) | A_{Hmin} (cm^2) | A_s (cm^2) | choix d'armatu res | esp | A_s adoptées (cm^2) |
|------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------|--------------------------|-----|---------------------------------|
| I | 1,91 | 16,43 | 8,10 | 16,43 | 2*18T10 | 15 | 28,08 |
| II | 0,90 | 12,05 | 8,10 | 12,05 | 2*18T10 | 15 | 28,08 |

- **Voiles (VY1) :** L= 3.70m ; e= 0.2m

Tableau VI.41:Calcul des Armature horizontale VY1

| Zone | A_{H1} (cm^2) | A_{H2} (cm^2) | A_{Hmin} (cm^2) | A_s (cm^2) | choix d'armatu res | esp | A_s adoptées (cm^2) |
|------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------|--------------------------|-----|---------------------------------|
| I | 2,40 | 34,84 | 11,10 | 34,84 | 2*18T12 | 15 | 40,68 |
| II | 1,28 | 19,59 | 11,10 | 19,59 | 2*18T10 | 15 | 28,08 |

- **Voiles (VY2) :** L=4.30m ; e= 0.2m

Tableau VI.42:Calcul des Armature horizontale VY2

| Zone | A_{H1} (cm^2) | A_{H2} (cm^2) | A_{Hmin} (cm^2) | A_s (cm^2) | choix d'armatu res | esp | A_s adoptées (cm^2) |
|------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------|--------------------------|-----|---------------------------------|
| I | 1,40 | 26,69 | 12,90 | 26,69 | 2*18T10 | 15 | 28,08 |
| II | 0,83 | 19,59 | 12,90 | 19,59 | 2*18T10 | 15 | 28,08 |

3- Vérification des contraintes de compression et cisaillement :

- **Voiles (VX1) :** $L= 3.75\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.43:Vérification des contraintes de compression et cisaillement VX1

| Zone | δc | δbc | Obs | τu | τub | Obs |
|------|------------|-------------|----------|----------|-----------|----------|
| I | 18,28 | 22,17 | vérifier | 2,53 | 6 | vérifier |
| II | 4,63 | 22,17 | vérifier | 1,44 | 6 | vérifier |

- **Voiles (VX2) :** $L= 2.70\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.44:Vérification des contraintes de compression et cisaillement VX2

| Zone | δc | δbc | Obs | τu | τub | Obs |
|------|------------|-------------|----------|----------|-----------|----------|
| I | 16,57 | 22,17 | vérifier | 2,04 | 6 | vérifier |
| II | 4,40 | 22,17 | vérifier | 0,96 | 6 | vérifier |

- **Voiles (VY1) :** $L= 3.70\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.45:Vérification des contraintes de compression et cisaillement VY1

| Zone | δc | δbc | Obs | τu | τub | Obs |
|------|------------|-------------|----------|----------|-----------|----------|
| I | 18,30 | 22,17 | vérifier | 2,56 | 6 | vérifier |
| II | 4,44 | 22,17 | vérifier | 1,37 | 6 | vérifier |

- **Voiles (VY2) :** $L= 4.30\text{ m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI.46:Vérification des contraintes de compression et cisaillement VY2

| Zone | δc | δbc | Obs | τu | τub | Obs |
|------|------------|-------------|----------|----------|-----------|----------|
| I | 11,61 | 22,17 | vérifier | 1,50 | 6 | vérifier |
| II | 3,71 | 22,17 | vérifier | 0,88 | 6 | vérifier |

VOILE VX1

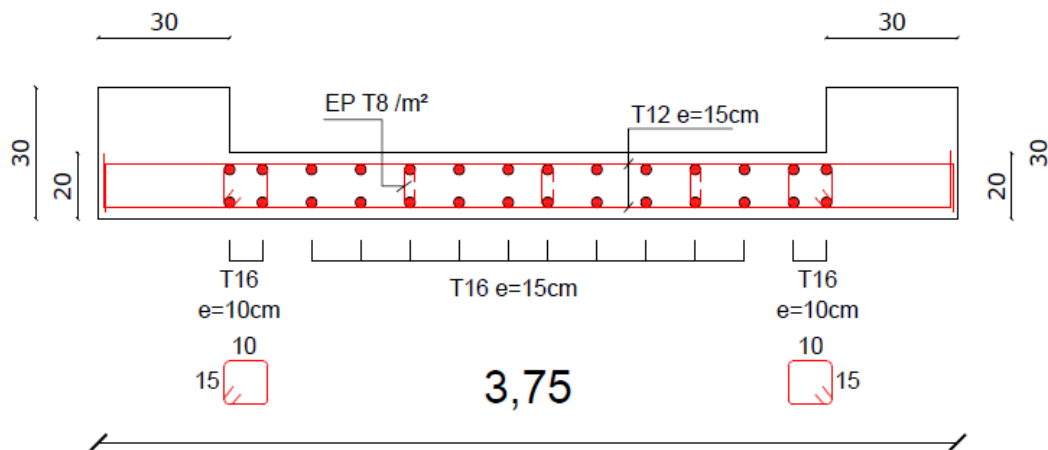


Figure VI. 7: exemple schéma ferraillage des voiles.

Conclusion :

Pour le ferraillage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le **RPA99 versions 2003**.

CHAPITRE VII

VII.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Au début on s'attendait à avoir deux types de fondation (un pour chaque bloc).

VII.2.FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous avons conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VII.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.5.CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VII.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:**VII.6.1. Semelles Isolées :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Rightarrow S=A^2$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2 \text{ bar}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semell}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normal revenant au sous sol :

$$N_{\text{sous sol}} = 761,81 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u} S \geq \frac{761,81}{200} \Rightarrow S = 3,80 \text{ m}^2$$

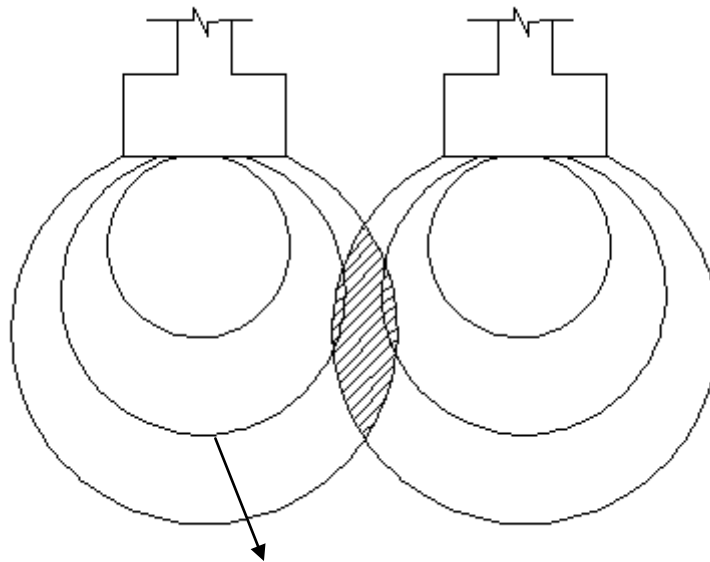
$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{3,80} = 1,95 \Rightarrow A = B = 2 \text{ m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xB$ $L_{\min} = 2,35 \text{ m}$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 2,35 \text{ m} < 1,5xB = 3 \text{ m}$ non vérifié



Risque de cisaillement du sol

Figure VII.1 : l'effet de cisaillement du sol.

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des bulbes de pression (bulbes de Boussinesq) qui peut provoquer un cisaillement du sol, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.6.2. Semelles Filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur totale de la semelle est compris le débord.

Lors : $B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes.

| Files | N(kN) | σ_{sol} | L(m) | B(m) | B choisie (m) | S semelles (m) |
|----------|---------|----------------|------|------|---------------|----------------|
| A | 1619,98 | 200 | 7,40 | 1,09 | 1,15 | 8,51 |
| B | 3027,52 | 200 | 21,5 | 0,70 | 1,00 | 21,5 |
| C | 4107,59 | 200 | 21,5 | 0,96 | 1,00 | 21,5 |
| D | 2802,33 | 200 | 21,5 | 0,65 | 1,00 | 21,5 |
| E | 1864,86 | 200 | 11 | 0,85 | 1,00 | 11 |
| F | 2094,29 | 200 | 15,3 | 0,68 | 1,00 | 15,3 |
| G | 1856,6 | 200 | 11,5 | 0,81 | 1,00 | 11,5 |
| H | 1779,33 | 200 | 11,5 | 0,77 | 1,00 | 11,5 |
| | | | | | | 122,31 |

Vérification de la mécanique de sol

(Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{min} = 2,35 \text{ m} < 2xB = 2,30 \text{ m} \dots\dots\dots$ OK vérifie.

➤ **Vérification :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut : $S_{\text{semelles}} = 122.31 \text{ m}^2$

$S_{\text{bâtiment}} = 335.13 \text{ m}^2$ (calculer par AUTOCAD)

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{122.31}{335.13} = 36.50\% < 50\%$$

Donc on opte pour des semelles filantes dans le sens Y-Y

VII.6.2.1. Pré dimensionnement de la semelle filante :

Dalle :

➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$)

On prend $h = 25 \text{ cm}$

$$h_t = \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{115 - 30}{4} + 5 \text{ cm} = 26.25 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Tableau VII.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes

| B(m) | $h_t(\text{cm})$ |
|-------------|------------------------------------|
| 1,15 | 30 |
| 1,00 | 30 |

a) Nervure :

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol

élastique ; La nervure est rigide, l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton.

b_n : largeur de la nervure ; b_{sf} : largeur semelle ; a : largeur de poteau

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4$ [kg/cm³].

$$le = \sqrt[4]{\frac{4xExI}{Kxbsf}}$$

$L_{max}=5m$ $b_n = 30$ cm ; $b_{sf} = 1$ m ; $E = 11000 \times 30^{1/3} = 34179.55$ Mpa ;
 $K = 40$ MN/m³

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48xKxbsfxl^4}{Exbnx\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48x0.04x1000x5000^4}{34179.155x300x\pi^4}} = 1,09 \approx 1.10m$$

$L_{max}=3,70$ m $b_n = 30$ cm ; $b_{sf} = 1.15$ m ; $E = 11000 \times 30^{1/3} = 34179.55$ Mpa ;
 $K = 40$ MN/m³

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48xKxbsfxl^4}{Exbnx\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48x0.04x1150x3700^4}{34179.155x300x\pi^4}} = 0,75 \approx 1.10m$$

Tableau VII.3 : Sections des semelles filantes et nervure.

| Sens | Filles | b_{sf} | h_t | b_n | h_n choix |
|------|---------------|----------|-------|-------|-------------|
| | | (m) | (cm) | (cm) | (m) |
| Y-Y | A | 1,15 | 30 | 30 | 1,10 |
| Y-Y | B-C-D-E-F-G-H | 1,00 | 30 | 30 | 1,10 |

VII.7. Vérification Nécessaire :

VII.7.1. Vérification de la stabilité au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Effort horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

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

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0 , V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

Sens X-X :

$M_0=29041.45$ KN.m ; $V_0=2247,64$ kN ; $h=1,10$ m Donc: $M_R=31513.85$ KN.m

$X_g= 10,35$ m $Y_g=12,29$ m

$N= NG_1+ NG_2$

NG_1 : Poids propre de la structure ; NG_2 : Poids propre de la semelle.

$NG_1=17922,62$ KN

$NG_2= 122,31 \times 0.30 \times 25 + (121,2 \times 0,3 \times 0,8 \times 25) = 1644,53$ KN

$N= 19567.15$ KN

$M_s = N \times X_g = 202520,00$ KN.m

$M_s/M_r = 6,42 > 1,5$: OK verifier

Sens Y-Y :

$M_0=21238,21$ KN.m ; $V_0=2247,66$ kN ; $h=1,10$ m Donc: $M_R=23710.64$ KN.m

$X_g= 10,35$ m $Y_g=12,29$ m

$N= NG_1+ NG_2$

$N= 19567.15$ KN

$M_s = N \times Y_g = 240408,27$ KN.m

$M_s/M_r = 10,14 > 1,5$: OK verifier

Conclusion :

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

VII.8. Ferrailage Des Semelles Filantes:**VII.8.1. Ferrailage de la dalle :**

$$P_u = N_u/L$$

Tableau VII.4 L'effort normal reparti à l'ELU

| Files | N(kN) | L(m) | B (m) | Pu (KN/m) |
|----------|---------|------|-------|-----------|
| A | 2220,82 | 7,40 | 1,15 | 300,11 |
| B | 4162,63 | 21,5 | 1,00 | 193,61 |
| C | 5645,38 | 21,5 | 1,00 | 262,58 |
| D | 3852,59 | 21,5 | 1,00 | 179,19 |
| E | 2567,66 | 11 | 1,00 | 233,42 |
| F | 2877,11 | 15,3 | 1,00 | 188,05 |
| G | 2549,01 | 11,5 | 1,00 | 221,65 |
| H | 2430,73 | 11,5 | 1,00 | 211,37 |

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU.

Exemple de calcul semelle filent axe A :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{300,11 \times (1,15 - 0,3)}{8 \times 0,9 \times 0,30 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 2,71 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1150 \times 270 \times 2,4}{500} = 3,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{s\text{CNF}}) = 3,42 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}10$$

Exemple de calcul semelle filent axe C :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{262,58 \times (1,00 - 0,3)}{8 \times 0,9 \times 0,30 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 1,95 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 270 \times 2,4}{500} = 2,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{s\text{CNF}}) = 2,98 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 1,13 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}10$$

VII.8.2.Ferraillage des nervures :

Les charges revenant pour chaque file à l'ELU

$$q_{ELU} = N/L$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU : $M_0 = ql^2/8$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

Tableau VII.5 : L'effort normal et les moments repartit à l'ELU

| Files | N(kN) | L(m) | Hn(m) | Pu (KN/m) | Lmax(m) | M0(KN.m) |
|----------|---------|------|-------|-----------|---------|----------|
| A | 2220,82 | 7,40 | 1.10 | 300,11 | 3,7 | 513,56 |
| B | 4162,63 | 21,5 | 1.10 | 193,61 | 5 | 605,03 |
| C | 5645,38 | 21,5 | 1.10 | 262,58 | 5 | 820,56 |
| D | 3852,59 | 21,5 | 1.10 | 179,19 | 5 | 559,97 |
| E | 2567,66 | 11 | 1.10 | 233,42 | 3,8 | 421,32 |
| F | 2877,11 | 15,3 | 1.10 | 188,05 | 3,8 | 339,43 |
| G | 2549,01 | 11,5 | 1.10 | 221,65 | 3,8 | 400,08 |
| H | 2430,73 | 11,5 | 1.10 | 211,37 | 4,1 | 444,14 |

Tableau VII.6 : Les moments en travée et sur appuis :

| Files | M0(KN.m) | Mt(KN.m) | Ma(KN.m) |
|----------|----------|----------|----------|
| A | 513,56 | 436,53 | 256,78 |
| B | 605,03 | 514,28 | 302,52 |
| C | 820,56 | 697,48 | 410,28 |
| D | 559,97 | 475,97 | 279,98 |
| E | 421,32 | 358,12 | 210,66 |
| F | 339,43 | 288,52 | 169,72 |
| G | 400,08 | 340,07 | 200,04 |
| H | 444,14 | 377,52 | 222,07 |

Tableau VII.7 : Ferraillage de la nervure.

| Section(cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|---------------------------|----------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| 30x110 | Travée | 697,48 | 15,93 | 0 | 16,50 |
| | Appui | 410,28 | 9,10 | 0 | 16,50 |

Tableau VII.8 : Choix des armatures pour les nervures.

| Section (cm ²) | Position | A ^{min} _{sRPA} (cm ²) | A ^{cal} _s (cm ²) | Choix des armatures | A ^{adp} _s (cm ²) |
|----------------------------|----------|---|--|---------------------|--|
| 30x110 | Travée | 16,50 | 15,93 | 3T20+6T16 | 18,09 |
| | Appuis | | 9,10 | 3T14+6T14 | 13,86 |

VII.8.3. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Tableau VII.9 : Vérification a ELS

| hN | | QS | M0 | Ms | σ_b | $\overline{\sigma}_{bc}$ | σ_s | $\overline{\sigma}_s$ | |
|-----|----------|--------|--------|--------|------------|--------------------------|------------|-----------------------|-----------------|
| (m) | Position | kN/ml | kN m | kN m | (Mpa) | (Mpa) | (Mpa) | (Mpa) | Verification |
| 1.1 | Travée | 191,05 | 597,03 | 507,48 | 8,54 | 18 | 196.20 | 200 | verifier |
| | Appuis | | | 298,52 | 5,32 | | 185.39 | | verifier |

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{300.11 \times 5}{2} = 750.28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{750.10 \times 10^3}{300 \times 990} = 2,77 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=110 \text{ cm}$).

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1,10 = 3.30 \text{ cm}^2$$

On opte : 3T12 = 3,39 cm²

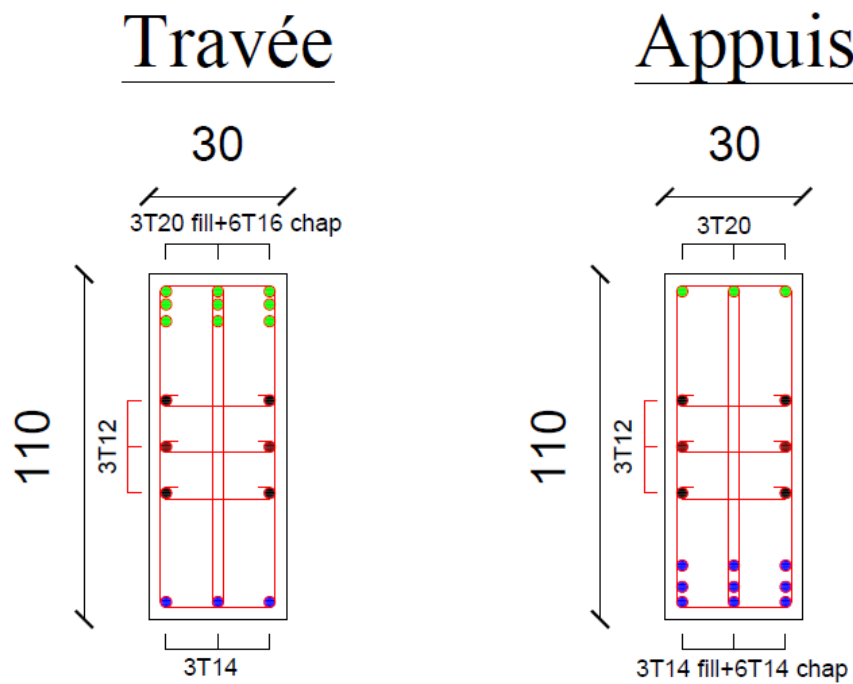


Figure VII. 2: Schéma de ferrailages des Nervures.

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure de notre bâtiment, nous a conduits vers la solution d'un radier nervuré, son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes

CHAPITRE VIII

VIII.1. Chemisage des sections de béton :**VIII.2. Introduction :**

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience et a d'ailleurs longtemps été l'une des techniques de réhabilitation les plus courantes

Il consiste à augmenter les dimensions de la section du poteau en ajoutant une couche de béton ainsi que des aciers longitudinaux et transversaux sur tout le périmètre de l'élément primitif.

L'action de confinement est plus efficace dans le cas de poteaux à section circulaire qu'à section rectangulaire. Généralement, au-delà d'un ratio longueur/largeur de la section de 2, l'efficacité du confinement est largement diminuée (les tensions radiales se concentrent de manière excessive sur les coins).

L'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration et sans l'usage d'aiguilles vibrantes, peut s'avérer essentielle.

La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. Ces décaissés seront remplis en béton avant le séchage des résines.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage. Le béton devra être traité avec des adjuvants pour éviter la vibration et le compactage.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées. Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : par ancrage pour le cas de béton additif

Les endroits les plus communs pour ce type de renfort sont les piliers soumis à compression (en plaçant des couronnes autour de l'élément à renforcer), les éléments (poutres ou dalles) soumis à des moments fléchissant et à des efforts de cisaillement et la partie comprimée des dalles ou plaques.

VIII.3. Préparation des surfaces en béton :

Le fonctionnement d'un renfort dépend de la transmission correcte des efforts entre le béton existant et l'élément additionné. Il doit exister une adhérence parfaite dans l'interface béton.

La préparation des surfaces consiste à éliminer la laitance superficielle du béton (couche très faible), à nettoyer (à éliminer les saletés), à éliminer les cloques, à créer les éléments qui seront ajoutés.

Les opérations de préparation superficielle consistent à traiter les surfaces par moyens manuels ou mécaniques : bouchardage, poinçonnage, nettoyage des poussières et graisses, efflorescence par jet d'eau-sable. Le jet de sable est le plus approprié.

VIII.4. Précautions et limites d'utilisation :

- Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément des structures
- Vérifier le taux de travail des fondations.
- Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage longitudinal, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

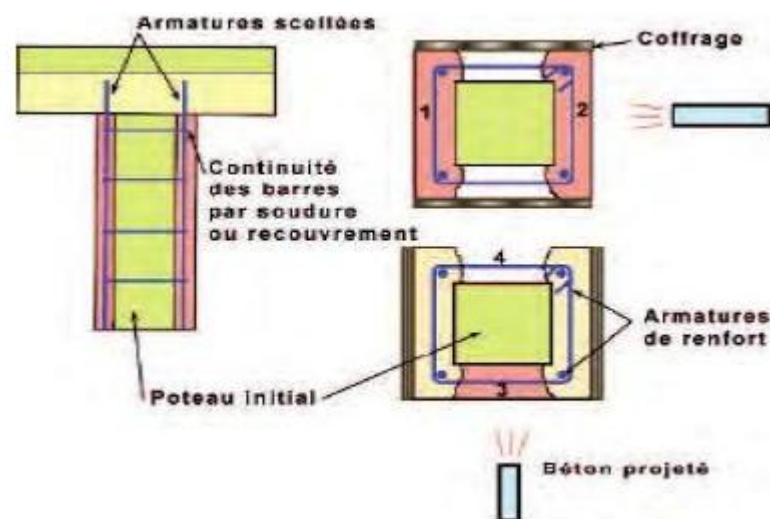


Figure VIII.1 : exemple de renforcement d'un poteau par ajout de béton et d'armatures.

VIII.5.Préparation du support :

- Étayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager.
- Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau.
- Percer la dalle et éventuellement les poutres pour permettre le passage des armatures de continuité.
- Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

VIII.6.Méthode des calculer :

Après d'avoir finie notre travail de calcul des structures, on va suggérer quelques problèmes sur non poteau au niveau de résistance sur nos poteau au 1^{er} étage et le rez-de-chaussée

On va opter pour la méthode de chemisage pour des raisons simples, premièrement la main-d'œuvre est disponible dans le marché algérien ce qui assure la bonne exécution du travaille et en plus de ca elle est moins couteuse que les autres types de réparations.

1^{er} étape : change la section des poteaux aux niveaux de RDC et 1^{er} étage.

2^{eme} étape : vérifier l'étude dynamique en zone sismique.

3^{eme} étape : calculer neveux ferrailage de la section des poteaux.

Tableau VIII.1: Section des poteaux

| Change la section des Poteaux | | |
|-------------------------------|-------|-------|
| RDC | 30x30 | 50x50 |
| 1 ^{er} | 30x30 | 50x50 |

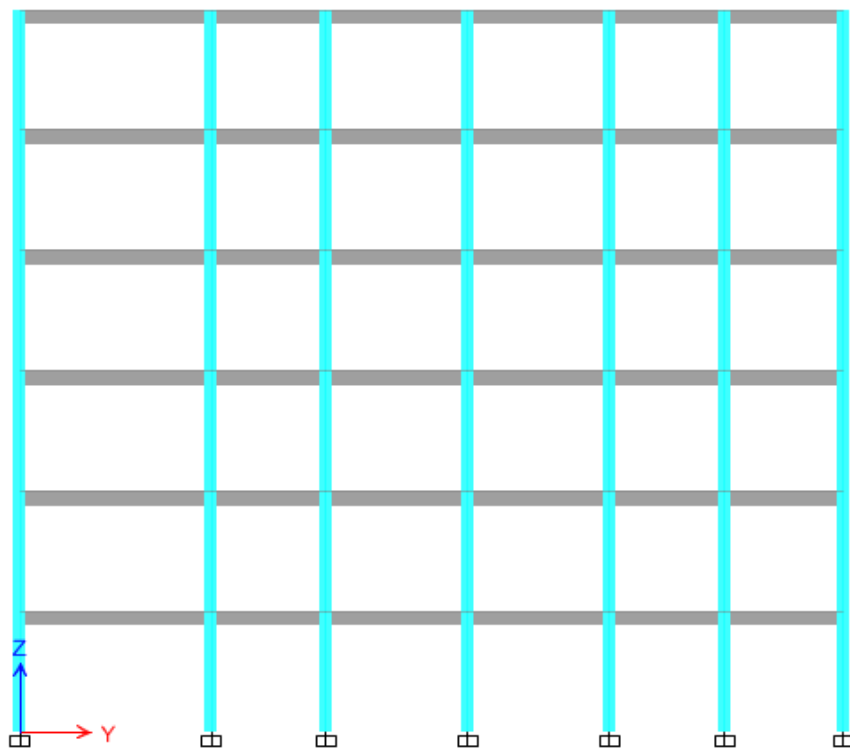


Figure VIII.2 : Vu 2D section des poteaux 30x30

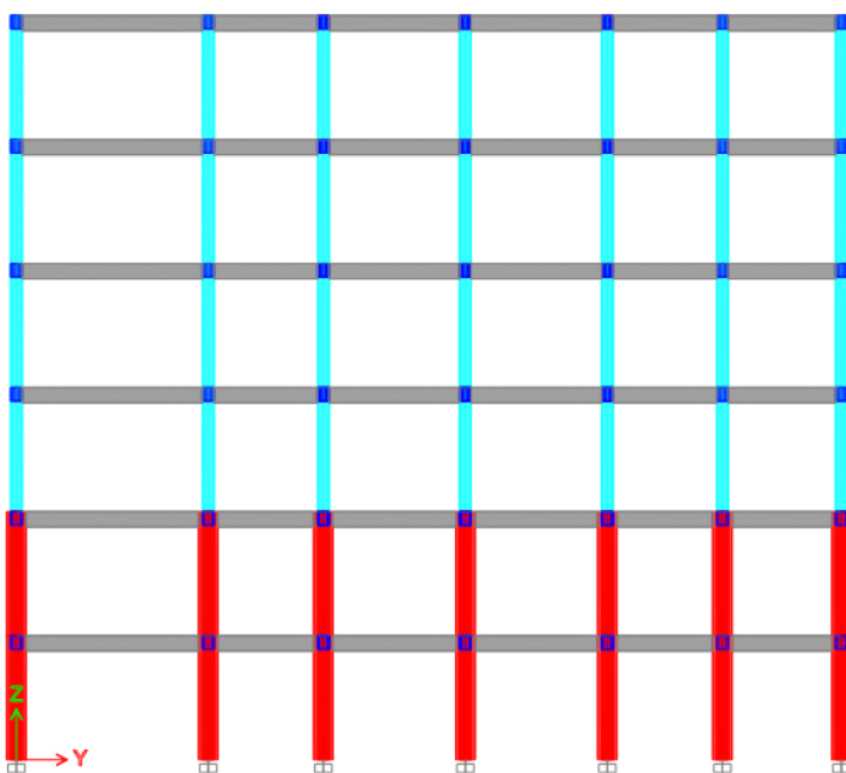


Figure VIII.3 : Vu 2D section des poteaux 50x50

VIII.6.1. Vérifier l'étude dynamique en zone sismique :**Tableau VIII.2 :** Période et facteurs de participation massique du modèle.

| Case | Mode | Période | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|--------------|----------|--------------|---------------|---------------|--------------|---------------|
| | | sec | | | | |
| Modal | 1 | 0,611 | 0,6827 | 0,0003 | 0,6827 | 0,0003 |
| Modal | 2 | 0,549 | 0,0012 | 0,633 | 0,6839 | 0,6332 |
| Modal | 3 | 0,428 | 0,004 | 0,0486 | 0,6879 | 0,6818 |
| Modal | 4 | 0,147 | 0,1936 | 0,0008 | 0,8814 | 0,6826 |
| Modal | 5 | 0,128 | 0,0017 | 0,1854 | 0,8831 | 0,868 |
| Modal | 6 | 0,094 | 0,0009 | 0,0212 | 0,8841 | 0,8891 |
| Modal | 7 | 0,066 | 0,0701 | 0,0005 | 0,9542 | 0,8896 |
| Modal | 8 | 0,058 | 0,0008 | 0,064 | 0,955 | 0,9536 |
| Modal | 9 | 0,042 | 0,0003 | 0,0065 | 0,9552 | 0,9601 |
| Modal | 10 | 0,041 | 0,0272 | 0,0002 | 0,9824 | 0,9603 |
| Modal | 11 | 0,037 | 0,0003 | 0,0234 | 0,9827 | 0,9837 |
| Modal | 12 | 0,031 | 0,0125 | 0,0001 | 0,9952 | 0,9838 |

CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=0.611s$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement Y-Y

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 19370,92 \text{ KN}$$

- $V_x = 2925,01 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 2340,01 \text{ KN}$

- $V_y = 2925,01 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 2340,01 \text{ KN}$

$$V_{tx} = 2340,04 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 2340,02 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } r = \frac{0,8V}{V_t} = 1$$

$0,8V_x < V_{tx}$ et $0,8V_y < V_{ty}$ la condition vérifie.

Donc ajoute les voiles dans la structure

Vérification des déplacements inter-étage :**Tableau VIII.3:** Vérification des déplacements inter étages du modèle.

| Z(m) | $\delta_{eK}^x (mm)$ | $\delta_{eK}^y (mm)$ | $\delta_K^x (mm)$ | $\delta_K^y (mm)$ | $\Delta_K^x (mm)$ | $\Delta_K^y (mm)$ | $\bar{\Delta}(mm)$ | Observation |
|-------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|-------------|
| 19,38 | 23,497 | 22,906 | 93,988 | 91,624 | 18,984 | 19,08 | 32.3 | vérifier |
| 16,15 | 18,751 | 18,136 | 75,004 | 72,544 | 19,816 | 19,596 | 32.3 | vérifier |
| 12,92 | 13,797 | 13,237 | 55,188 | 52,948 | 19,572 | 19,04 | 32.3 | vérifier |
| 9,69 | 8,904 | 8,477 | 35,616 | 33,908 | 17,532 | 16,816 | 32.3 | vérifier |
| 6,46 | 4,521 | 4,273 | 18,084 | 17,092 | 12,248 | 11,544 | 32.3 | vérifier |
| 3,23 | 1,459 | 1,387 | 5,836 | 5,548 | 5,836 | 5,548 | 32.3 | vérifier |

Vérification du critère de l'effort normal réduit :**Tableau VIII.4:** Vérification l'effort normal réduit.

| NIV | S _{poteaux} | N _{d max} | ν | V _{RPA} | Observations |
|------------------------|----------------------|--------------------|-------|------------------|--------------|
| 5 ^{ème} | 30X30 | 155,26 | 0,06 | 0,3 | vérifiée |
| 4 ^{ème} | 30X30 | 282,59 | 0,10 | 0,3 | vérifiée |
| 3 ^{ème} | 30X30 | 413,75 | 0,15 | 0,3 | vérifiée |
| 2 ^{ème} | 30X30 | 548,74 | 0,20 | 0,3 | vérifiée |
| RDC et 1 ^{er} | 50X50 | 861,69 | 0,11 | 0,3 | vérifiée |

VIII.6.2.FERRAILLAGE DES POTEAUX :**a. Situation durable :**

Béton: $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

Béton: $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=22,17\text{MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

b. Combinaisons d'actions :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable : $1,35G+1,5Q$ et $G+Q$

Situation accidentelle : $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

Tableau VIII.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle et durable

| section | GQEx/y , 0.8GEx/y | | As | As' | ELU | | As | As' | |
|---------|-------------------|--------|-------|------|---------|--------|-------|-----|---|
| | Nmax | Mcor | | | Nmax | Mcor | | | |
| 50x50 | 861,69 | 50,66 | / | / | Nmax | Mcor | / | / | |
| | | | 0 | 0 | 1090,16 | 6,77 | 0 | 0 | |
| | Nmin | Mcor | / | / | Nmin | Mcor | / | / | |
| | -143,64 | 9,19 | 1,84 | 1,03 | 221,88 | 13,91 | 0 | 0 | |
| | Ncor | Mmax | / | / | Ncor | Mmax | / | / | |
| | | 360,89 | 93,34 | 0,42 | 0 | 579,76 | 49,94 | 0 | 0 |

Tableau VIII. 6: Choix des armatures des poteaux.

| NIVEAU | SECTION [cm ²] | A _{RPA} [cm ²] | A _{s/nap} necc [cm ²] | Choix des Barres | A _s choisit [cm ²] |
|-----------------------|-------------------------------|--|---|---------------------|--|
| RDC =>1 ^{er} | 50x50 | 22,5 | 1,84 | 12T16 | 24,12 |

VIII.6.2.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**Tableau VIII.7 :** Vérification des contraintes pour les poteaux.

| section | ELS | | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérification |
|---------|--------|-------|---------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| | Nmax | Mcor | / | / | / | / | |
| 50x50 | 793,01 | 4,91 | 40,8 | 250 | 3,09 | 18 | Vérifiée |
| | Nmin | Mcor | / | / | / | / | / |
| | 162,14 | 10,10 | 14,2 | 250 | 0,98 | 18 | Vérifiée |
| | Ncor | Mmax | / | / | / | / | / |
| | 422,47 | 36,20 | 42,13 | 250 | 2,95 | 18 | Vérifiée |

VIII.6.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Tableau VIII.8: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

| Niveaux | Section (cm ²) | T _u (kN) | τ_u (MPa) | λ | ρ_a | $\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa) | $\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa) | Vérification |
|-----------------------|-------------------------------|------------------------|-------------------|-----------|----------|-------------------------------|--------------------------------|--------------|
| RDC =>1 ^{er} | 50x50 | 24,77 | 0,11 | 26,10 | 0,075 | 2,25 | 3 | Vérifiée |

VIII.6.2.3. Ferrailage transversal des poteaux :**Tableau VI.1 :** Espacements maximales selon RPA99.

| Niveaux | Section (cm ²) | Barres | \varnothing_1 (mm) | S _t (cm) | |
|-----------------------|----------------------------|--------|----------------------|---------------------|---------------|
| | | | | Zone nodale | Zone courante |
| RDC =>1 ^{er} | 50x50 | 12T16 | 16 | 10 | 15 |

Tableau VI.2: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

| Niveaux | Section (cm ²) | L _f (m) | λ_g (%) | ρ_a | T _u ^{max} (kN) | Zone | S _t (cm) | A _t ^{cal} (cm ²) | Choix | A _s ^{adp} (cm ²) |
|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|--------------------|----------|---------------------------------------|------|------------------------|---|-------|---|
| RDC =>1 ^{er} | 50x50 | 2,26 | 7,54 | 2,5 | 24,77 | N | 10 | 0,25 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0,37 | 4T8 | 2,01 |

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_1$ en **zone III**.

Pour :

$\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

Poteaux 50X50

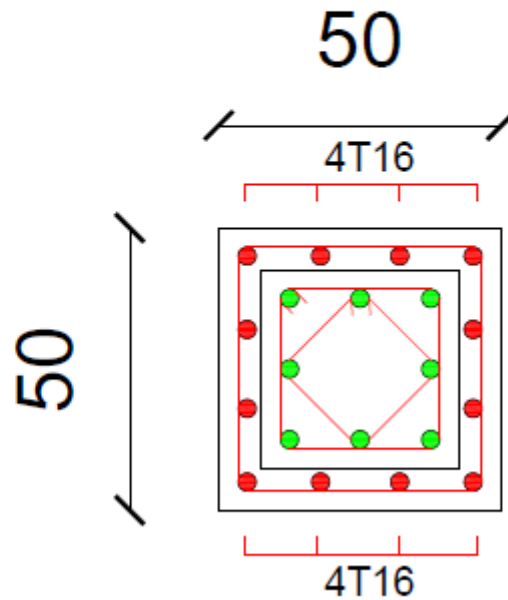


Figure VIII.4 : schéma ferrailage poteaux 50x50.

Conclusions :

D'après notre étude de recherche sur le chemisage et la recherche bibliographique (les thèses de doctorat , les articles scientifiques , les mémoires , les recherches des scientifique) on a constaté que la réparation par chemisage est la meilleure solution de réparation disponible dans le marché algérien , vu le cout et la main-d'œuvre et les solutions que cette méthode apporte au niveau de béton et d'acier , et pour avoir des résultats exacts , on a opté pour le logiciel ETABS V16 il nous a facilité la tâche des calculs.

CONCLUSION GENERALE

D'après notre étude de recherche sur le chemisage et la recherche bibliographique (les thèses de doctorat , les articles scientifiques , les mémoires , les recherches des scientifique) on a constaté que la réparation par chemisage et la meilleures solution de réparation disponible dans le marché algérien , vu le cout et la main-d'œuvre et les solutions que cette méthode apporte au niveau de béton et d'acier , et pour avoir des résultats exacts , on a opté pour le logiciel ETABS V16 il nous a facilité la tache des calculs

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la règlementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme est l'un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maitrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés (**ETABS V16**).
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charge prévenant de la structure, dans notre cas, un semelles filants a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

REFERENCES

[1] Corrosion des armatures (jonthan MAI-NHU)

[2] Article INFOCIMNTS (Patruk Guiraud) .

[3] Mémoire de master 2 (BENSALMA Nassira) unv mouloud mammeri de tizi-ouzou .

[4] [Raphaëlle Sadone]; « Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement », thèse de Doctorat, 12 décembre 2011.

[5] Cours Master 2 université Biskra .

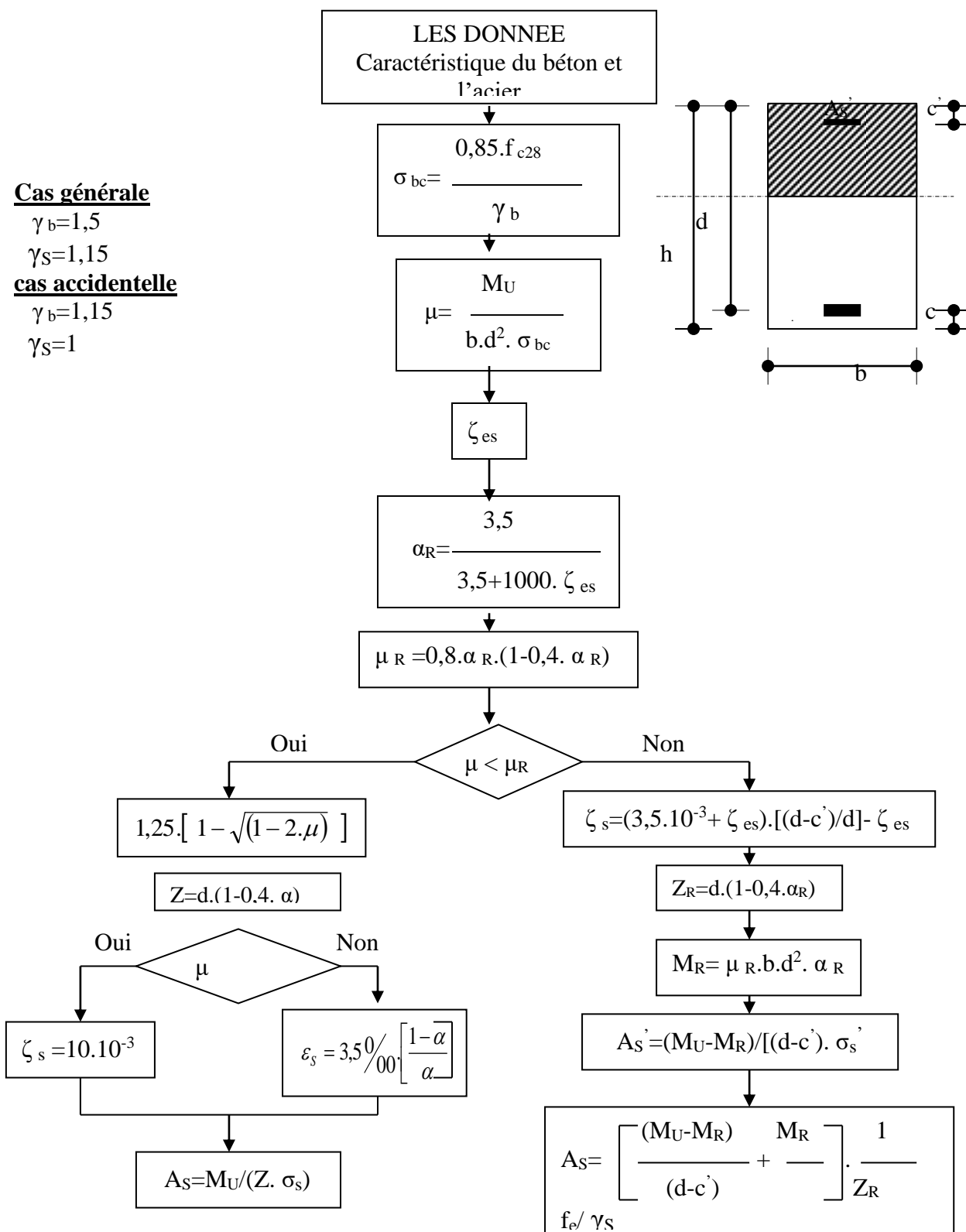
[6] Nechnech, W. Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable. Thèse de doctorat, INSA Lyon, France. 2000.

[7]BAEL 91 révisées 99 : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.

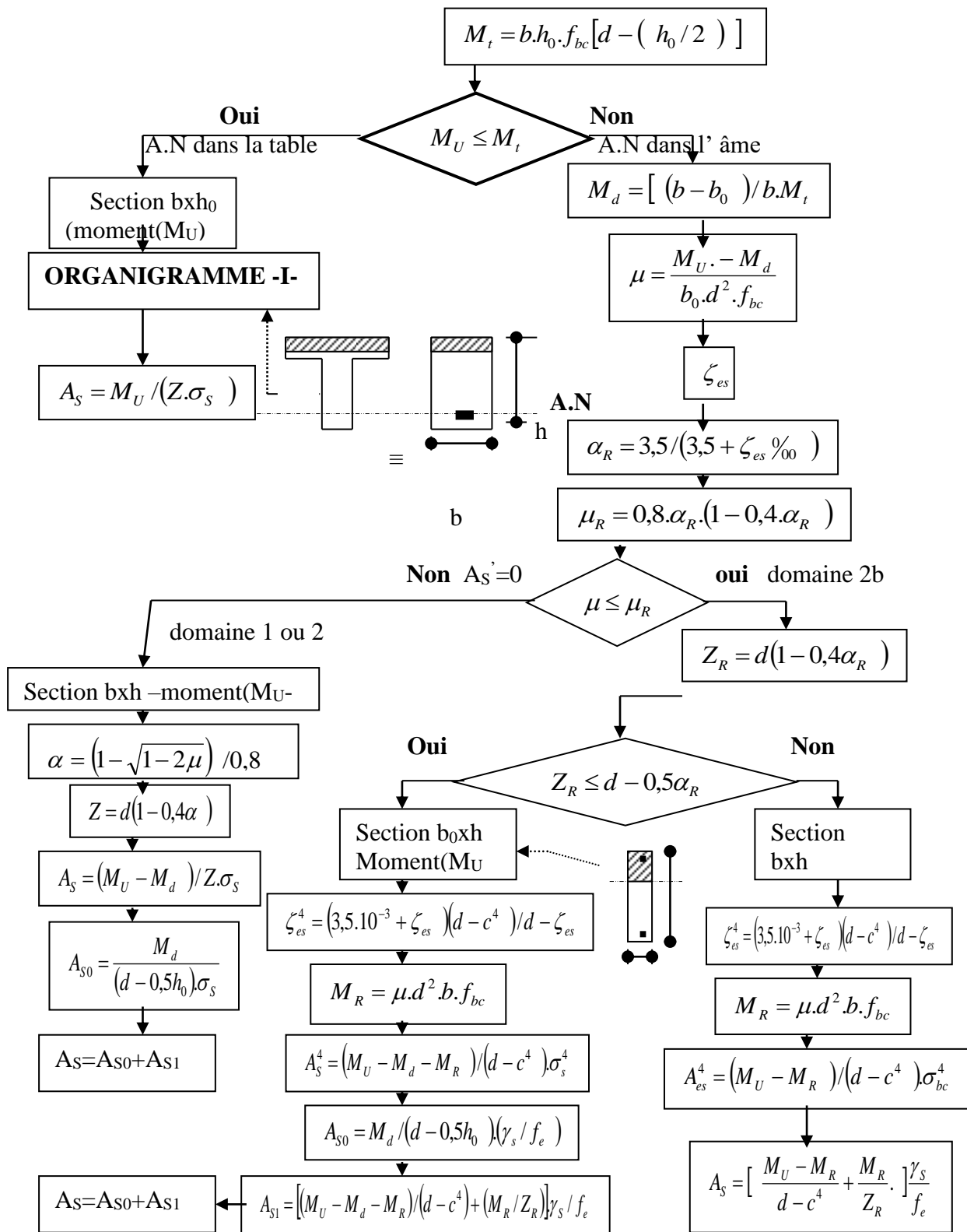
[8]RPA 99 version 2003 : Règles Parasismiques Algériens, Document technique règlementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.

[9] Charges permanentes et Charges d'exploitation, DTR-BC 2.2, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.

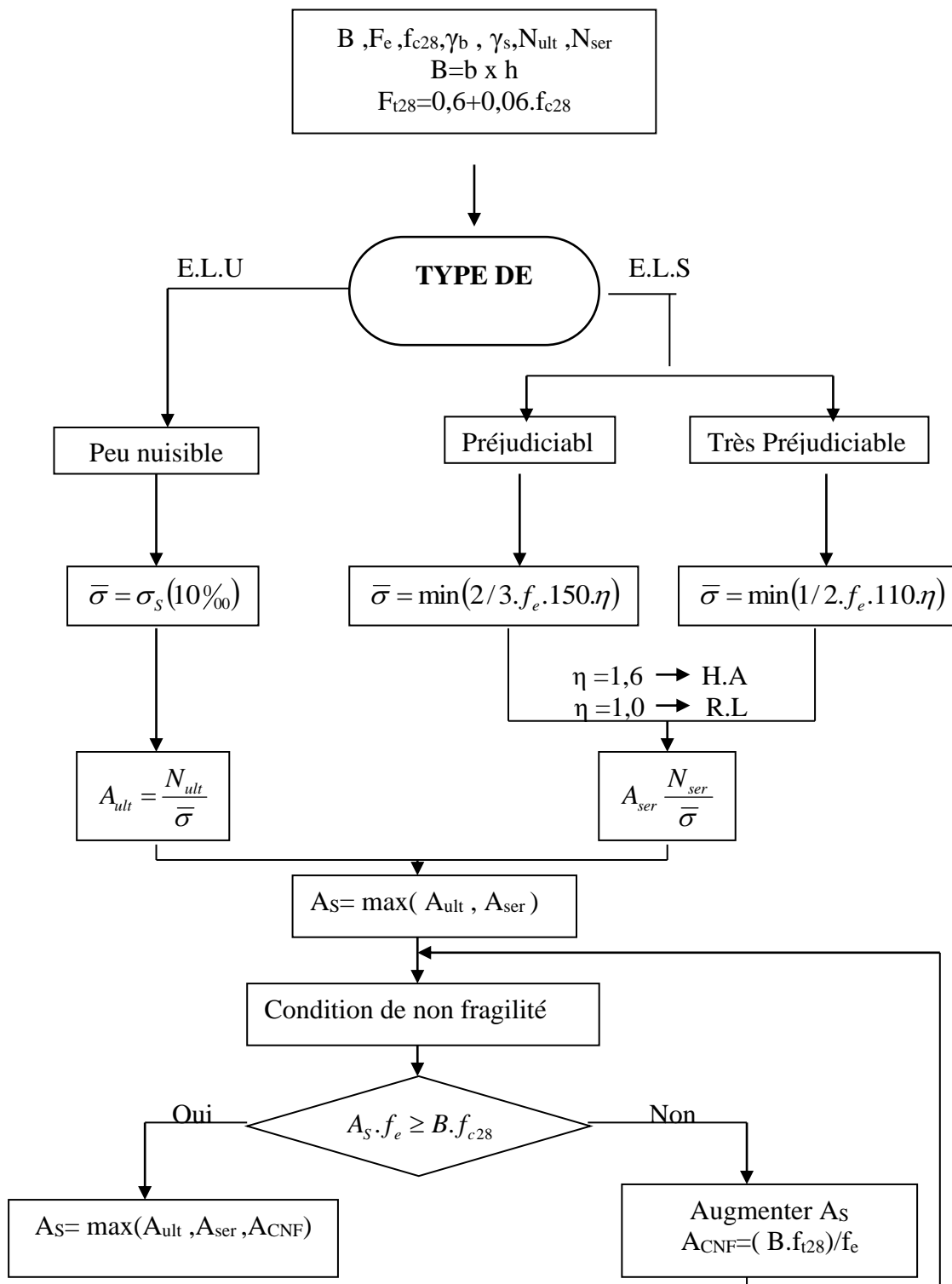
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



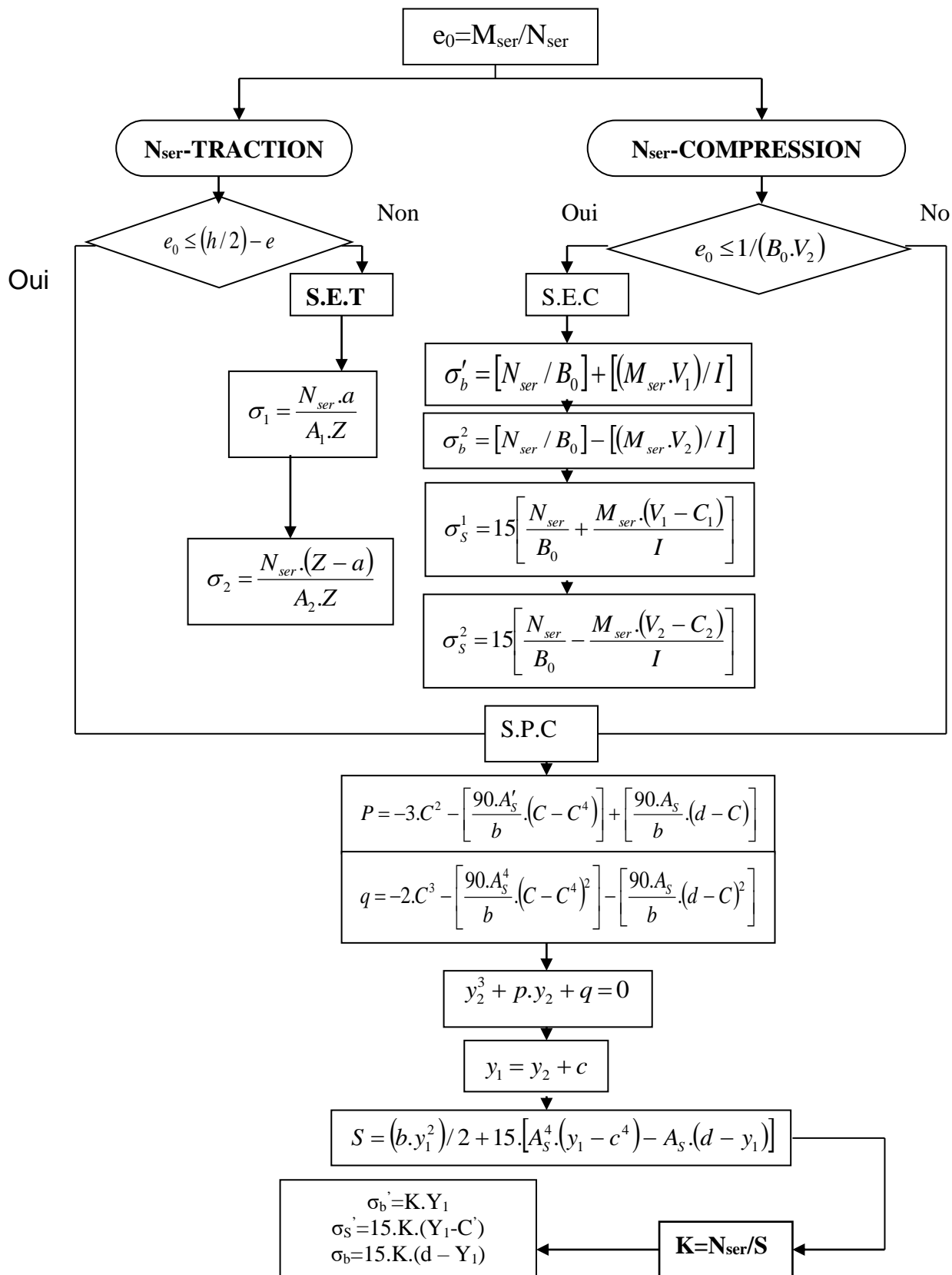
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



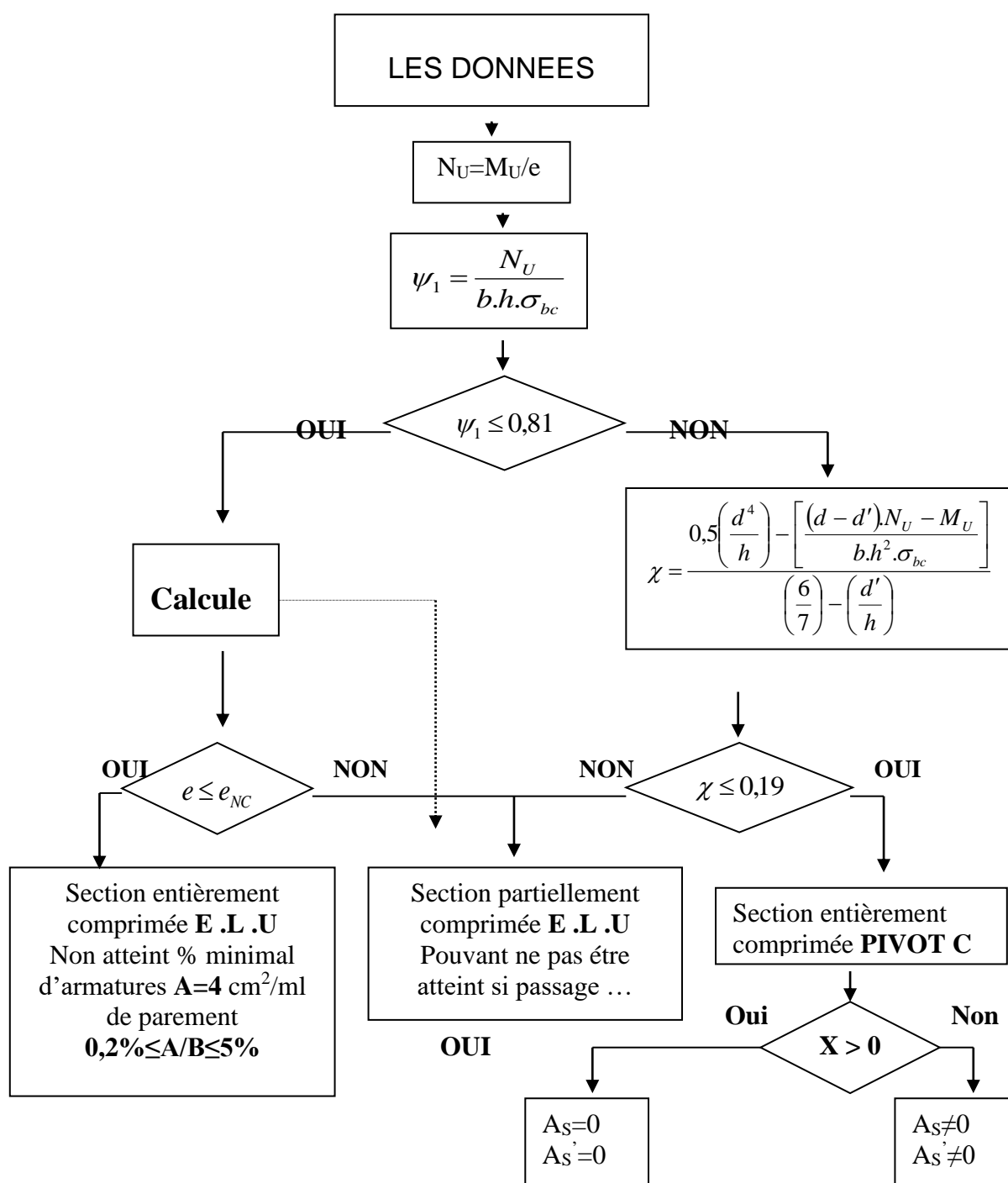
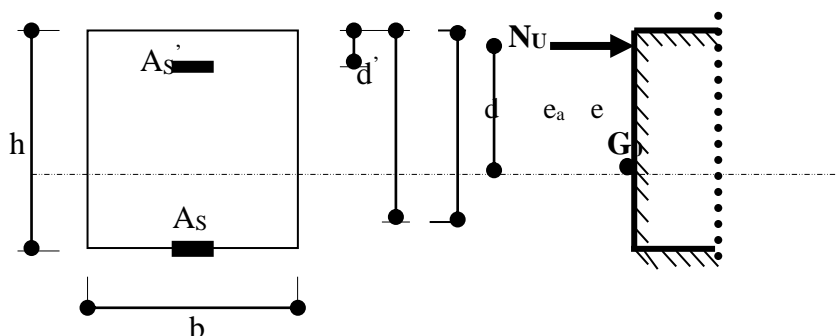
**ORGANIGRAMME -III-
TRACTION SIMPLE**



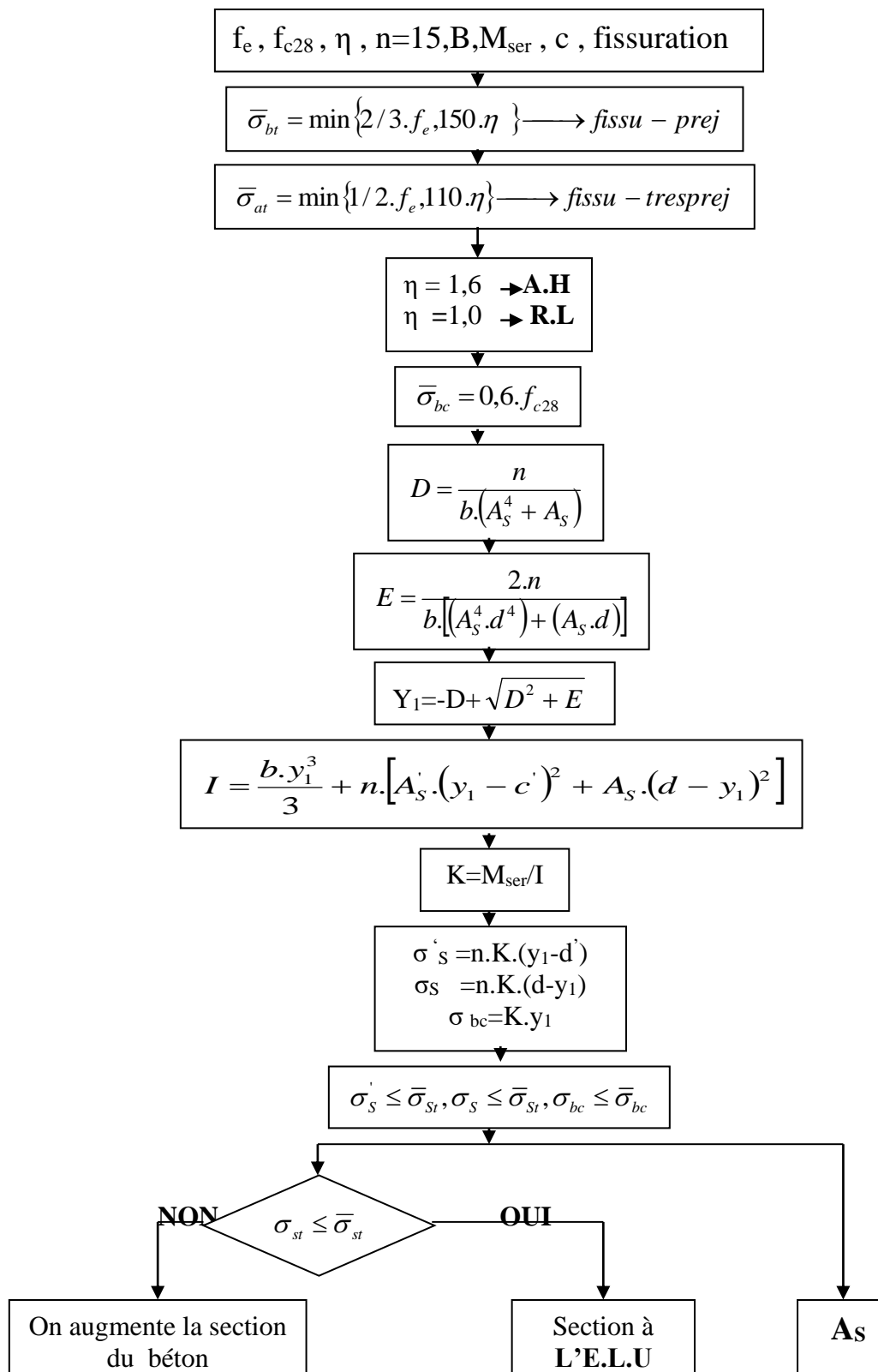
**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT

