

الجمهورية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة - البلدية -1  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج  
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

**MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : MATERIAUX

Thème

CONCEPTION D'UN BATIMENT MULTIFOCTIONNEL EN BETON ARME  
(Rez-de-chaussée+8 étages+1Sou-sol)  
CONTREVENTES PAR DES VOILES ET PORTIQUE

**Présenté par :**

- Derradji Aya
- Menadi Amina

Devant les membres de jury :

M <sup>f</sup> SLITANE MOHAMED	U. Saad Dahleb-Blida	President
M <sup>me</sup> CHERFA CHERIFA	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
M <sup>f</sup> DERBAL ISMAIL	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur
M <sup>f</sup> NEDJMAOUI NOUR EL ISLAM	Entreprise ACECI	Co- Promoteur

Année Universitaire : 2023/2024

## **Remerciements :**

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Dieu le Tout-Puissant pour son aide et son soutien inestimables tout au long de ce travail. Nous le remercions de nous avoir accordé le courage et la force nécessaires pour mener à bien ce projet.*

*Nos sincères remerciements et notre entière reconnaissance s'adressent à notre directeur de recherche, Monsieur **Ismail Derbal**, pour la qualité exceptionnelle de son encadrement, sa rigueur professionnelle exemplaire et ses précieux conseils. Il a su nous guider et nous orienter avec bienveillance tout au long de notre recherche.*

*Nous tenons également à remercier notre co-directeur de recherche, Monsieur **Nour El Islam Nedjmaoui**, pour son aide précieuse et ses conseils avisés. Sa patience et sa disponibilité ont été d'un grand soutien pour nous.*

*Enfin, nous exprimons notre gratitude à tous les membres du jury pour avoir accepté de consacrer leur temps précieux à l'examen de notre travail et pour leurs remarques constructives.*

*Nous remercions également toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.*

# Dédicace

À ma chère famille, qui est la source de mon bonheur ;

- ❖ à mon père, ta bienveillance et ta sagesse m'ont guidée tout au long de ma vie, et je suis fière d'être ta fille.
- ❖ à ma mère, ton amour inconditionnel et ta tendresse m'ont donné la force de poursuivre mes rêves.
- ❖ à mes frères, Mohamed et Aymen, et mes sœurs, Nour El Imen et Manel et ma nièce 'Ania', nos liens indéfectibles sont un cadeau précieux qui illumine chaque jour de ma vie.
- ❖ À mon cher mari et mon co-promoteur, Monsieur Nedjmaoui Nour El Islam', de m'avoir aidée, orientée et soutenue surtout.
  - ❖ À tous ceux qui m'ont aidée dans mon travail de près ou de loin.
- ❖ à mon binôme Amina. Enfin, je remercie toutes mes amies. Cette dédicace est un témoignage de mon affection profonde et de ma gratitude éternelle envers vous tous. Je vous aime plus que les mots ne pourraient l'exprimer.

Avec tout mon amour.

*Aya Derradji.*

# Dédicace

Louange à dieu seul,

Ce modeste travail est dédié spécialement

- ❖ A ma chère maman, ma raison de vivre, en témoignage de ma reconnaissance pour sa patience, son amour et ses sacrifices.
- ❖ A mon cher papa pour son amour et dévouement.
- ❖ A vous, mes parents, je dis merci d'avoir fait de moi celui que je suis aujourd'hui ;
- ❖ Aucune dédicace ne pourra exprimer mon respect, mes considérations et ma grande admiration pour vous. Puisse ce travail vous témoigne mon affection et mon profond amour.
- ❖ A mes chères sœurs Leila, Fathia et Asma, et à mes chers Hamza , Djamel et Sofiane qui je le sais , ma réussite est très importante à leur yeux ,que dieu vous garde pour moi .
- ❖ A vous, mes princesses et mes princes Ritadj, Anfel, Imen ,Youcef et oucaïd ;je souhaite une vie pleine de bonheur ,de joie et de réussite
- ❖ A mes amis, mes enseignants et pour ceux qui m'ont donné de l'aide un jour, que dieu vous paye pour tous vos bienfaits,
- ❖ Pour finir, a tous ceux que j'aime et m'aiment, je dédie ce mémoire.

***AMINA MENADI.***

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية متعددة الخدمات تتألف من طابق ارضي +8طوابق+طابق تحت ارضي، تم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETAPS V16).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبنىة صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA 99 version 2003, BAEL modifié 91 99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة برنامج (SOCOTEC)

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

## Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure multifonctionnelle de RDC + 8 étages+So-sol qui sera implanté dans la wilaya de BLIDA, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETAPS V16).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par logiciel de ferrailage SOCOTEC.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

## Abstract

The aim of this study is the design of a multifunctional structure of R +8 floors+basement which will be located in the wilaya of BLIDA, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and walls.

The study and the analysis of this project had been established by the software (ETAPS V16).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

The reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by SOCOTEC reinforcement software.

The foundation of the building consists of a ribbed raft.

# TABLE DES MATIERES

---

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.INTRODUCTION :	1
I.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	1
I.3.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :	2
I.4.HYPOTHESES DE CALCUL :	7

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.5.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	13
II.5.1.PROCEDURE DE PRE-DIMENSIONNEMENT :	13
II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :	19
II.4.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	11
II.1.INTRODUCTION :	8
II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS :	8
II.2.1.PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	8

## CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.INTRODUCTION :	20
III.2.L'ACROTERE :	20
III.3.L'ESCALIER :	22
III.4 DALLE PLEINE :	26
III.5 PLANCHER A CORPS CREUX :	30

## CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1.INTRODUCTION :	44
IV.2.ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE :	44
IV.3.MODELISATION DE LA STRUCTURE :	46

# TABLE DES MATIERES

---

IV.4.ETUDE SISMIQUE : .....	47
IV.5 RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE : .....	54

## **CHAPITRE V: FERRAILLAGES DES ELEMENTS RESISTANTS**

V.1.INTRODUCTION : .....	64
V.2.FERRAILLAGE DES POTEAUX : .....	64
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES : .....	73
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : .....	85

## **CHAPITRE IV: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1. INTRODUCTION : .....	96
VI.2.FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS : .....	96
VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : .....	96
VI.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS : .....	97
VI.5.CALCUL DES FONDATIONS : .....	97
VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE: .....	97
VI.6.1. Semelles Isolées : .....	97
VI.6.2. Semelles Filantes : .....	99
VI.6.4.Etude du Voile périphérique : .....	108

**CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers..... 5

**CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RISECTENS**

Tableau II.1 : Composition de la terrasse (inaccessible) ..... 9  
Tableau II.2 : Composition du plancher courant..... 9  
Tableau II.3: Composition de la dalle pleine ..... 9  
Tableau II.4 : Composition de la dalle pleine (terrasse) ..... 10  
Tableau II.5: Composition de mur extérieur ..... 10  
Tableau II.6: Composition de balcons ..... 10  
Tableau II.7: Charges d'exploitations..... 11  
Tableau II.8: Pré-dimensionnement des poutres..... 12  
Tableau II.9 : Dégression des surcharges..... 16  
Tableau II.10 : La descente des charges permanentes (Poteau central)..... 17  
Tableau II.11 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central). ..... 18  
Tableau II.12 : choix final des poteaux centraux..... 18  
Tableau II.13 : Choix final de section de poteaux ..... 19

**CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS..... 21  
Tableau III.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier..... 23  
Tableau III.3 : Calcul des armatures ..... 23  
Tableau III.4 : Vérification de compression du béton. .... 25  
Tableau III.5: Vérification de la flèche de l'escalier. .... 25  
Tableau III.6 : Calcul des sollicitations de dalle pleine. .... 26  
Tableau III.7 : Ferrailage de la dalle pleine. .... 26  
Tableau III.8 : vérification des espacements..... 27  
Tableau III.9 : Vérification de CNF..... 27  
Tableau III.10: Vérification des contraintes à l'ELS. .... 28  
Tableau III.11 : Calcul de la flèche..... 28  
Tableau.III.12 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée..... 38



## LISTE DE TABLEAU

---

Tableau.III.13 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis. ....	39
Tableau III.14: Vérification de la contrainte de béton. ....	40
Tableau III.15 : Calcul de la flèche. ....	42

### CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Tableau IV.1: Facteur de qualité. ....	51
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial. ....	55
Tableau IV.3 : Participation massique du modèle 1. ....	57
Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux ....	58
Tableau IV.5 : nouvelle section des poteaux. ....	58
Tableau IV.6 : Participation massique du modèle final. ....	60
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux ....	61
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final. ....	61
Tableau IV.9 : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final. ....	62

### CHAPITRE V: FERRAILLAGES DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ). ....	65
Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ). ....	65
Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ). ....	66
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ). ....	66
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ). ....	66
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ). ....	66
Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation Durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ). ....	67
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation Durable ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ). ....	67
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation Durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ). ....	67
Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux. ....	67
Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux. ....	68
Tableau V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux. ....	68
Tableau V.13: Vérification des contraintes pour les poteaux ....	68
Tableau V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	69
Tableau V.15 : Espacements maximales selon RPA99. ....	71

## LISTE DE TABLEAU

---

Tableau V.16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	71
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses (Situation Durable).....	74
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses (Situation Accidentelle).....	75
Tableau V. 19: Ferrailage des Poutres porteuse (Situation Accidentelle).....	75
Tableau V.20: Ferrailage des poutres non porteuses (Situation Durable).....	75
Tableau V.21: Ferrailage des poutres non porteuses (Situation Accidentelle).....	75
Tableau V.22: Ferrailage des Poutres non porteuse (Situation Accidentelle).....	76
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses .....	76
Tableau V.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses. ....	76
Tableau V. 25: Vérification de la condition de non fragilité. ....	77
Tableau V.26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS. ....	77
Tableau V.27: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	77
Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	78
Tableau V.29: Calcul des armatures transversales.....	79
Tableau V.30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	80
Tableau V.31: Tableau choix température uniforme. ....	82
Tableau V.32: Tableau température de calcul y compris effet de retrait.....	82
Tableau V.33: Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique).....	83
Tableau V.34: Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique).....	83
Tableau V.35: Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique).....	83
Tableau V.36: Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique).....	83
Tableau V.37: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	83
Tableau.38: Calcul des armatures vertical VX1/VX2/VY3.....	90
Tableau.V39 : Calcul des armatures vertical VX2/VX3.....	90
Tableau.V40 : Calcul des armatures vertical VY1 .....	90
Tableau.V41 : Calcul des armatures vertical VY4/VY5.....	90
Tableau.V42 : Calcul des armatures vertical VY2 .....	91
Tableau.V43 :Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1/VX2/VY3 .....	91
Tableau.V44 :Calcul des armatures de joint de bétonnage VX2/VX3 .....	91
Tableau.V45 :Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1 .....	91
Tableau.V46 :Calcul des armatures de joint de bétonnage VY4/VY5 .....	92
Tableau.V46 :Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2 .....	92
Tableau.V47 :Calcul des Armature horizontale VX1/VX2/VY3 .....	92

## LISTE DE TABLEAU

---

Tableau.V48:Calcul des Armature horizontale VX2/VX3 .....	92
Tableau.V49:Calcul des Armature horizontale VY1 .....	92
Tableau.V50:Calcul des Armature horizontale VY4/VY5 .....	93
Tableau.V51:Calcul des Armature horizontale VY2.....	93
Tableau.V52:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1/VX2/VY3 ...	93
Tableau.V53:Vérificationdes contraint de compression et cisaillement VX2/VX3 .....	93
Tableau.V54:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1 .....	94
Tableau.V55:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY4/VY5 .....	94
Tableau.V57:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY2.....	94

### **CHAPITRE IV: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.....	99
Tableau VI.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes .....	100
Tableau VI.3 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes .....	101
Tableau VI.4 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes .....	103
Tableau VI.5: Ferrailage des nervures. ....	104
Tableau VI.6: Vérification des contraintes à L'E.L.S. ....	104
Figure VI.7: Evaluation des charges. ....	108
Tableau VI.7: Ferrailage voile périphérique du. ....	110
Tableau V I.8 : Vérification des Contraintes à l'ELS. ....	111

## LISTE DE FIGURE

---

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	4
Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	5
Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	6

### CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RIsectENS

Figure II.1 : schéma de l'acrotère.....	11
Figure II.2 : schéma de Poteaux central.....	15

### CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Ferrailage de l'acrotère.....	22
Figure III.2: schéma d'un escalier de3 volées.....	22
Figure III.3: Schéma statique de volée.....	22
Figure.III.4 : schéma statique de l'escalier.....	23
Figure III.5: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).....	26
Figure III.7 : Ferrailage de la dalle pleine.....	29
Figure III.8: Corps Creux.....	30
Figure III.9: Schéma de poutrelle.....	31
Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 06 travées.....	37
Figure. III.11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.....	43

### CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	51
Figure V.2 : Vue en 3D du modèle initial.....	54
Figure V.3 : Vue en 2D du modèle initial.....	54
Figure V.4 : Vue en 3D du modèle 1.....	56
Figure V.5 : Vue en 2D du modèle 1.....	56
Figure V.6 : Vue en 3D du modèle final.....	59
Figure V.7 : Vue en 2D du modèle final.....	59

**CHAPITRE V: FERRAILLAGES DES ELEMENTS RESISTANTS**

Figure V.1: Schéma de ferrailages des poteaux. ....	72
Figure V.2: arrêts des barres. ....	79
Figure V.3: Schéma de ferrailages des Poutres 30x35.....	84
Figure V.3: Schéma de ferrailages des Poutres 30x50.....	84
Figure V.5: Schéma exemple de ferrailages voiles VX1/VX2/VY3 .....	95
Figure V.6: Schéma exemple de ferrailages voiles VY1 .....	95
Figure V.7: Schéma exemple de ferrailages voiles VY4/VY5 .....	95

**CHAPITRE IV: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure VI.2: Schéma statique du bâtiment. ....	102
Figure VI.3: Schéma de ferrailage des nervures .....	106
Figure VI.4: Schéma de ferrailage semelle filent 35X160.....	106
Figure VI.5: Schéma de ferrailage semelle filent 25X130.....	107
Figure VI.6: Schéma de ferrailage semelle filent 25X120.....	107
Figure VI.7: Evaluation des charges. ....	108
Figure VI.8: ferrailage du Voile Périphérique. ....	111

## **INTRODUCTION GENERALE**

---

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 8 étages plus sou-sol, 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 2<sup>ème</sup> chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).

Dans le 3<sup>ème</sup> chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires qui comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers).

Le 4<sup>ème</sup> 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 5<sup>ème</sup> chapitre.

Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

# CHAPITRE I

## *PRESENTATION DE L'OUVRAGE*

**I.1.Introduction :**

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

**I.2.Présentation De L'ouvrage :**

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment à usage multiple,

Il est implanté dans la wilaya de **BLIDA**, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version2003**) il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**, **BAEL91**, et aux règles parasismiques **RPA99 version 2003**.

**I.2.1.Caractéristiques de l'ouvrage :**

L'ouvrage en question à une forme irrégulière, il se compose de RDC+8 étages+ sous sol.

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc. Cette structure se compose de :

- 1 sous sol à usage de parking
- Réez de chaussée à usage de commerce.
- 1<sup>er</sup> étage à usage de service.
- 2<sup>eme</sup> a 8<sup>eme</sup> étages à usage d'habitation
- Terrasse inaccessible.

**I.2.2.Caractéristiques géométriques :****a) Dimensions en élévation :**

- Hauteur du RDC 4.08 m.
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage 3.06 m.
- Hauteur des étages 2<sup>eme</sup> à 8<sup>eme</sup> 3.4 m.
- Hauteur totale du bâtiment 31,54 m.

**b) Dimensions en plan :**

- Longueur : 31,60 m.
- Largeur : 24,68 m.

**I.2.3.Ossature :**

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».



**I.2.4. Les Planchers :**

Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction, les planchers dans notre cas sont mixtes (des dalles pleines et des dalles a corps creux).

**I.2.5. Escaliers :**

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisés en béton armé coulés sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.

**I.2.6. Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

**I.2.7. Acrotère :**

On appel mur acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60cm.

**I.2.8. Murs extérieurs :**

Ils seront constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur.

**I.2.9. Murs intérieurs :**

Ils seront constitués d'une cloison de 10 cm d'épaisseur.

**I.2.10. Ascenseurs :**

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.

**I.2.11. Infrastructure :**

- Réalisée en béton armé.
- La contrainte admissible du sol est de **2,75bars**.
- La catégorie de site **S3**.

**I.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :**

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**).

**I.3.1.BETON :**

Le béton est un matériau composé de granulats (sable + gravier), (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 caractéristique requise (spécifiée) notée  $f_{C28}$  elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm<sup>2</sup>) 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 : 30MPa.

**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 :

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

D'ou :  $E_{i28} = 34179.56$  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 :

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

D'ou :  $E_{v28} = 11393.19$  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  $\sigma_{bc}$  est donnée par la relation suivante :

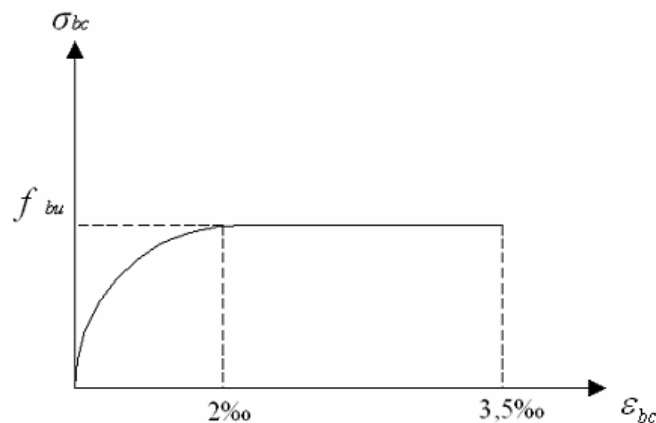
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

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

- $f_{c28}$  : 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 I.1:** Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

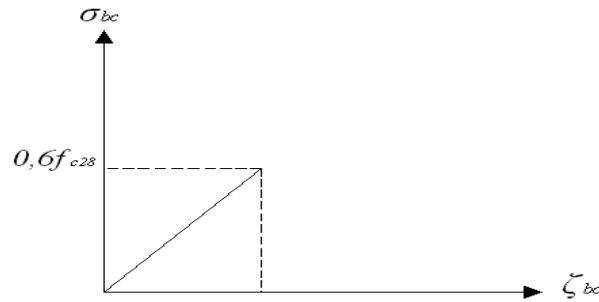


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

## 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 :

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

### I.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 I.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**

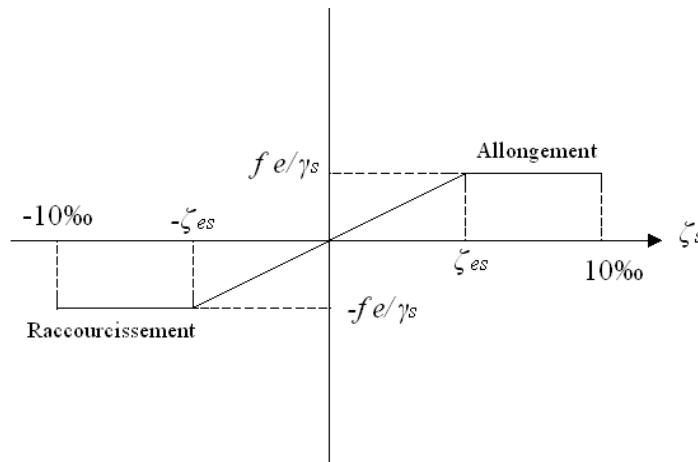
**c) longitudinale :**

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

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

**d) État Limite Ultime (ELU) :**

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



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

Avec :

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

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

- $\gamma_s$  : 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 :

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

- $\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier :

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

**e) État Limite de Service (ELS) :**

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \text{Min}(2/3.f_e; \max(0,5f_e 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$

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

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur

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

**I.4.Hypothèses De Calcul :**

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

**I.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 ‰.

**I.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 II

# *PREDIMENSIONNEMENT*

**II.1.Introduction :**

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du [BAEL, 91] [DTR CBA.93 C 2-41] [RPA99].

Les résultats obtenus peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

**II.2.Pré dimensionnement des éléments résistants :****II.2.1.Pré dimensionnement des planchers :**

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

**a) Plancher à corps creux :**

Selon le **BAEL 91**, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$h_t$  : L'épaisseur totale du plancher.

$L$  : la portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$L = 4.95 - 0,30 = 4.65 \text{ m} \implies 18,6 \leq h_t \leq 23,25$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5)=21cm**.

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

**b) Dalle pleine :****• Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis  $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

$$4,65/50 \leq e \leq 4,65/40$$

$$9.3 \text{ cm} \leq e \leq 11.63 \text{ cm} \quad \text{alors } e = \mathbf{11 \text{ cm}}$$

**• Résistance au feu**

$e = \mathbf{7 \text{ cm}}$  pour une heure de coupe-feu.

$11 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

**• Isolation phonique**

Selon le règlement algérien CBA 93  $e > 13 \text{ cm}$  pour avoir une bonne isolation phonique.

On optera pour une dalle d'épaisseur :  $e = \mathbf{15 \text{ cm}}$



• **Conclusion :**

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

Pour les planchers à corps creux  $e = (16+5) \text{ cm}$ . Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de **16 cm** et une dalle de compression de **5 cm (16+5)**

Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de **15 cm**

**II.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le DTR B.C.2.2.

• **Terrasse inaccessible :**

**Tableau II.1 :** Composition de la terrasse (inaccessible)

Désignations	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	18	0.05	0.9
Étanchéité multicouche	-	-	0.12
Forme de pente ( <b>emoy =25cm</b> )	22	0.125	2.75
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Dalle à corps creux ( <b>16+5</b> )	-	-	2.8
Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
$\Sigma$	/	/	<b>6.93</b>

• **Etage courant :**

**Tableau II.2 :** Composition du plancher courant

Désignations	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle à corps creux ( <b>16+5</b> )	-	-	2.8
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons de répartition	-	-	1
$\Sigma$	/	/	<b>5.34</b>

• **Dalle pleine :**

**Tableau II.3:** Composition de la dalle pleine

Désignations	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
$\Sigma$	/	/	<b>5.15</b>

- **Dalle pleine terrasse :**

**Tableau II.4 :** Composition de la dalle pleine (terrasse)

Désignations	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
Cloison légères	/	/	1
$\Sigma$	/	/	<b>6.15</b>

- **Mur extérieur (double cloisons)**

**Tableau II.5:** Composition de mur extérieur

Désignations	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit intérieur en plâtre	10	0.02	0.20
Brique creuses	9	0.10	0.90
Lame d'aire	0	0.05	0
Brique creuses	9	0.15	1.35
Enduit extérieur en ciment	18	0.02	0.36
$\Sigma$	/	/	<b>2.81</b>

- **Balcons :**

**Tableau II.6:** Composition de balcons

Désignations	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	eps (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
$\Sigma$	/	/	<b>5.15</b>

- **L'acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de  $G1 = \rho \times S$

$\rho$  : Le poids volumique du béton tel que  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>

$S$  : La surface transversale totale =  $0,5 \times 0,1 + 0,1 \times 0,1 + (0,1 \times 0,02) / 2 + 0,08 \times 0,1 = 0,07$  m<sup>2</sup>

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G1 = 25 \times 0.07 = 1,73 \text{ KN/m.}$$

Le poids des enduits au ciment (e=2cm) :

$$G2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0.02 \times (0.6 + 0.1 + 0.5 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.08) = 0.56 \text{ KN/m.}$$

Le poids total de l'acrotère :  $G1 + G2 = 2,29$  kN/m.

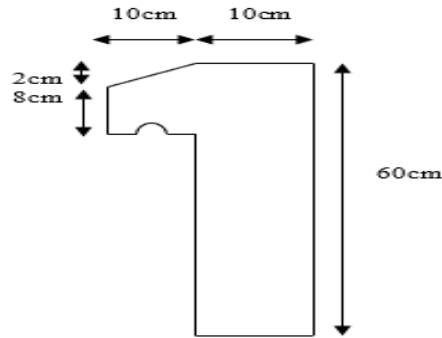


Figure II.1 : schéma de l'acrotère.

- Charges d'exploitations :

Tableau II.7: Charges d'exploitations.

N° de l'étage	Usage	Charge d'exploitation (KN)
Du 2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	Habitation	1.5
1 <sup>er</sup> étage	Service	2.5
RDC	Commerce	5
Sous sol	parking	2.5
/	Terrasse inaccessible	1
/	Balcon	3.5

#### II.4.Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.
- Selon le **BAEL91 modifié 99** : [1]

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nu .

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- Selon le RPA99 version 2003 :

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$ .
- La largeur **b** de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$ .
- Le rapport hauteur largeur doit être :

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

- On 'a :

1-Poutre principale (porteuse) :  $L = 6.65 - 0.3 = 6.35 \text{ m}$ .

2- Poutre secondaire (non porteuse) :  $L = 4.95 - 0.3 = 4.65 \text{ m}$ .

**Tableau II.8:** Pré-dimensionnement des poutres

Selon le BAEL91 (pré -dimensionnement)[1]		
Poutre principale		Poutre secondaire
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 6.35 \text{ m}$ $42.33 \leq h \leq 63.5 \text{ (cm)}$ <b><math>h = 50\text{cm}</math></b>	$L = 4.65 \text{ m}$ $31 \leq h \leq 46.5 \text{ (cm)}$ <b><math>h = 35\text{cm}</math></b>
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$15 \leq b \leq 35 \text{ (cm)}$ <b><math>b = 30\text{cm}</math></b>	$10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ (cm)}$ <b><math>b = 30\text{cm}</math></b>
Selon le RPA99/V2003 (vérification)[2]		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>h \geq 30\text{cm}</math></li> <li>• <math>b \geq 20\text{cm}</math></li> <li>• <math>h/b \geq 4</math></li> </ul>	$h = 50 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $50/30 = 1.67 \leq 4$	$h = 35 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $35/30 = 1.16 \leq 4$

**Conclusion :**

- Poutres principales, on prend :  $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires, on prend :  $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

### II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

#### II.5.1. Procédure de pré-dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

#### ❖ D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{BAEL91}$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$  : Elancement d'EULER :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$  : Longueur de flambement :  $L_f = k l_0$
- $i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$  : Moment d'inertie de la section :  $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$
- $B$  : Surface de la section du béton :  $a \times b$
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ )..... situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30$  MPa).

- $A_s'$  : Section d'acier comprimée.
- $B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.
- $\left( a = \frac{l_f}{10} \right)$
- $B_r = (a - 0,02)^2 \longrightarrow a = b = \sqrt{B_r} + 2 \quad (\text{cm})$

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : [1]

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \geq 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

Selon BAEL, on prend comme hypothèse  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

En faisant l'application numérique  $B_r$  sera égale à :  $B_r \geq 0,0532. N_u$

**Le minimum requis par le "RPA99 version 2003" [2]**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

Poteaux carrés

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

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 :**

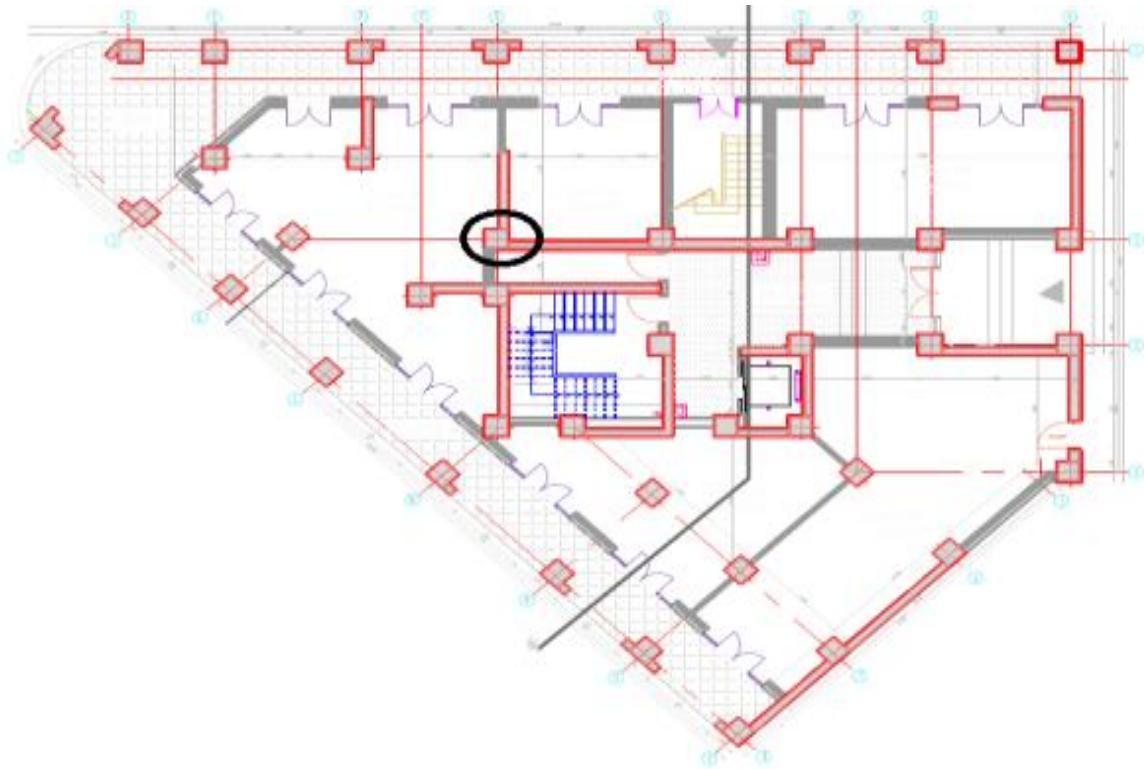
Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

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

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  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.
- En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+\eta A_s} < 0.6f_c28 = 18\text{MPa}$$



**Figure II.2** : schéma de Poteaux central.

**II.5.2. Evaluation de l'effort normal ultime :**

- **Loi de dégression :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ , les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

La charge d'exploitation est variable la loi de dégression ci-dessus étant applicable en respectant l'ordre des niveaux permet de réduire de 5% par étage.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots \dots \dots (6.3) [4]$$

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

Avec :

- $n$  : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

**Tableau II.9 :** Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	$\Sigma$ Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P8	$Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P7	$Q_2$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
P6	$Q_3$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P5	$Q_4$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
P4	$Q_5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
P3	$Q_6$	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
P2	$Q_7$	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,497
P1	$Q_8$	$\Sigma_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,97
RDC	$Q_9$	$\Sigma_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	13,06

- **Descente de charges :**

1. **Poteau central :** Surface afférente :  $S = (4.3 - 0.3) \times (4.53 - 0.3) = 16.92 \text{ m}^2$

**Calcul des différents poids :**

- **Poids des planchers :**

Poids du plancher terrasse =  $6.93 \times 16.92 = 117.25 \text{ kN}$

Poids du plancher étages courant =  $5.34 \times 16.92 = 90.35 \text{ kN}$

- **Poids des poutres principales et secondaires :**

$(0.30 \times (0.50 - 0.05) \times 25 \times 4) + (0.3 \times (0.35 - 0.05) \times 25 \times 4.23) = 23.02 \text{ kN}$



- **Poids des poteaux :**

Poteau (Sous-sol) ( $h = 3.23$ ) =  $25 \times (3.23 - 0.50) \times (0.3)^2 = 6.14$  KN

Poteau (RDC) ( $h = 4.08$ ) =  $25 \times (4.08 - 0.50) \times (0.3)^2 = 8.06$  KN

Poteau (1ère étage) ( $h = 3.06$ ) =  $25 \times (3.06 - 0.50) \times (0.3)^2 = 5.76$  KN

Poteau ( 2ème et 8 ème étage ) ( $h = 3.40$ ) =  $25 \times (3.40 - 0.50) \times (0.3)^2 = 6.53$  KN

**Charges permanentes (G) :**

**Tableau II.10 :** La descente des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Niv	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
<b>8</b>	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	117.25 23.02 6.53
<b>7</b>	N2	N1+ Poids du plancher courant Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	146,8+ 90.35 23.02 6.53
<b>6</b>	N3	N2+X1	266,70+ 119.90
<b>5</b>	N4	N3+X1	386,60+ 119.90
<b>4</b>	N5	N4+X1	506,50+ 119.90
<b>3</b>	N6	N5+X1	626,40+ 119.90
<b>2</b>	N7	N6+X1	746,30+ 119.90
<b>1</b>	N8	N7+X1	866,20+ 119,13
<b>RDC</b>	N9	N8+X1	985,33+ 121,43
<b>Sous-sol</b>	N10	N9+X1	1106,76+ 119,51
<b>Total</b>			1226,27

## Charges d'exploitation ( Q )

Tableau II.11 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface(m)	Surcharge	Q ( kN )
8	16,92	1	16,92
7	16,92	2,5	42,30
6	16,92	3,85	65,14
5	16,92	5,05	85,45
4	16,92	6,1	103,21
3	16,92	7	118,44
2	16,92	7,75	131,13
1	16,92	8,497	143,77
RDC	16,92	9,97	168,69
Sous-sol	16,92	13,06	220,98
<b>Totale</b>			220,98

Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : choix final des poteaux centraux.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nser (KN)	Nu(KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	RPa (cm)	a=b (cm)	Choix	$\sigma_{ser}$ (Mpa)	obs
8	146,8	16,92	163,72	223,56	118,93	30,00	12,91	30×30	1,58	Ok
7	266,7	42,3	309,00	423,50	225,30	30,00	17,01	30×30	2,99	Ok
6	386,6	65,14	451,74	619,62	329,64	30,00	20,16	30×30	4,36	Ok
5	506,5	85,45	591,95	811,95	431,96	30,00	22,78	30×30	5,72	Ok
4	626,4	103,21	729,61	1000,46	532,24	30,00	25,07	30×30	7,05	Ok
3	746,3	118,44	864,74	1185,17	630,51	30,00	27,11	30×30	8,35	Ok
2	866,2	131,13	997,33	1366,07	726,75	30,00	28,96	30×30	9,64	Ok
1	985,33	143,77	1129,10	1545,85	822,39	30,00	30,68	35×35	8,01	Ok
RDC	1106,76	168,69	1275,45	1747,16	929,49	30,00	32,49	35×35	9,05	Ok
Sous-sol	1226,27	220,98	1447,25	1986,93	1057,05	30,00	34,51	35×35	10,27	Ok

La même procédure de pré dimensionnement a été faite pour le poteau d'angle et le poteau de rive :

### Choix final de la section

**Tableau II.13** : Choix final de section de poteaux

Etages	Choix final des poteaux cm <sup>2</sup>
8 <sup>ème</sup> étage	<b>30×30</b>
7 <sup>ème</sup> étage	<b>30×30</b>
6 <sup>ème</sup> étage	<b>30×30</b>
5 <sup>ème</sup> étage	<b>30×30</b>
4 <sup>ème</sup> étage	<b>30×30</b>
3 <sup>ème</sup> étage	<b>30×30</b>
2 <sup>ère</sup> étage	<b>30×30</b>
1 <sup>ère</sup> étage	<b>35x35</b>
RDC	<b>35x35</b>
Sous-sol	<b>35x35</b>

### II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont conçus en se basant sur les principes et conditions imposées :

- Les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$ .

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur :

$$a_{min} \geq \max [15\text{cm}, h_e/20] \dots\dots\dots(\text{Art :7.7.1}) [3]$$

Avec :

$h_e$  : hauteur d'étage.

$a_{min}$ : épaisseur de voile.

- Pour RDC :  $h_e = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ m} \implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{373}{20} = 18.65 \text{ cm}$

- **Conclusion :**

- On optera pour des voiles d'épaisseur **a= 20 cm.**

## CHAPITRE III

# *CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES*



**III.1.Introduction :**

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires tel que : des dalles, des escaliers et de l'acrotère.

**III.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.

**III.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 :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1)** [3]

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  $Q_h=1,832 \text{ kN/ml}$

**III.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 :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,0169$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4341 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**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 :

$$A_s^{min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{min} = \{1cm^2; 0,88cm^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

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

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

**a) Armatures de répartitions :**

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

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,425cm^2$$

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

**III.2.3. Vérification à l'E.L.S :**

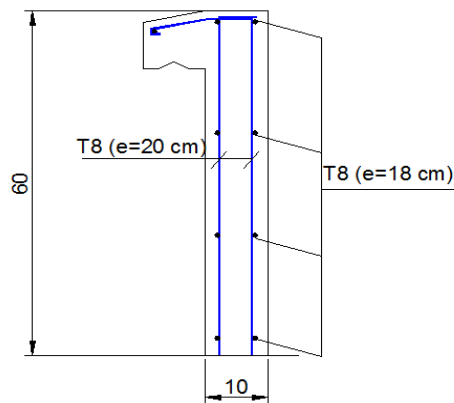
**Tableau III.1 :** Les vérifications de l'ELS

Contrainte du béton :		Contrainte de l'acier :		
$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
<b>0,68MPa</b>	<b>18MPa</b>	<b>7,34MPa</b>	<b>1,29MPa</b>	<b>250MPa</b>
OK		OK		

**III.2.4 Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4MPa\} = 3MPa \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0343MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots OK$$



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





Le nombre de marche :  $n - 1 = 6$

Le nombre de contre marche :  $n = 7$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,19}{7} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm} .$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{1,8}{6} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

• Vérification de l'équation de < BLONDEL >

$$59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm}$$

$$16 < h < 18 \text{ cm}$$

$$22 < g < 33 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

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

➤ Evaluation des charges :

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

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

On a :  $L_1=1,47 \text{ m}$   
 $L_2=2,15 \text{ m}$   
 $L_3=1,4 \text{ m}$

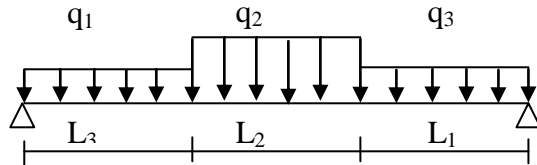


Figure.III.4 : schéma statique de l'escalier.

➤ Calcul de Ferrailage :

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

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = 17 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,40 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \quad ; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \quad ; \quad f_e = 500 \text{ Mpa}$$

Tableau III.3 : Calcul des armatures.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appui</b>	20,93	0,037	Oui	0	0,047	176,6	2,72	4T10	3,14
<b>Travée</b>	35,58	0,064	Oui	0	0,082	174	4,70	4T14	6,16

**Espacement :**

➤ **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$       On prend : esp=25 cm.

➤ **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$       On prend : esp=25 cm.

**Armature de répartition :**

En travée :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 1,54cm^2/ml \leq A_r \leq 3,08cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01m<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25 cm

Sur appui :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 0,785cm^2/ml \leq A_r \leq 1,57cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm

**Vérification du Condition de non fragilité :**

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98cm^2$

➤ **En travée :**  $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1,98cm^2$ .

➤ **Sur appui :**  $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,98cm^2$ .

**Vérification de l'Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots (A.5.2.2) [1]$

$\bar{\tau} = \text{Min}(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5MPa) = 4MPa \dots \dots \dots$  (Fissuration peu préjudiciable)

$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

➤ Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,47 \times 10^3 - \frac{35,5 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -186,159 < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,47 \times 10^3 - \frac{35,5 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -186,159 < 0$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**Vérification des armatures transversales :**

$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,185 < 0,05 f_{c28} = 1,8$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**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 :  $n=15$  ;  $c'=2\text{cm}$  ;  $d=18\text{ cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $A'_s=0$

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

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

**Tableau III.4 :** Vérification de compression du béton.

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
<b>Appui</b>	15,6	3,14	3,673	19778,219	5,06	Vérifiée
<b>Travée</b>	26,52	6,16	4,917	11319,485	6,59	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III.5:** Vérification de la flèche de l'escalier.

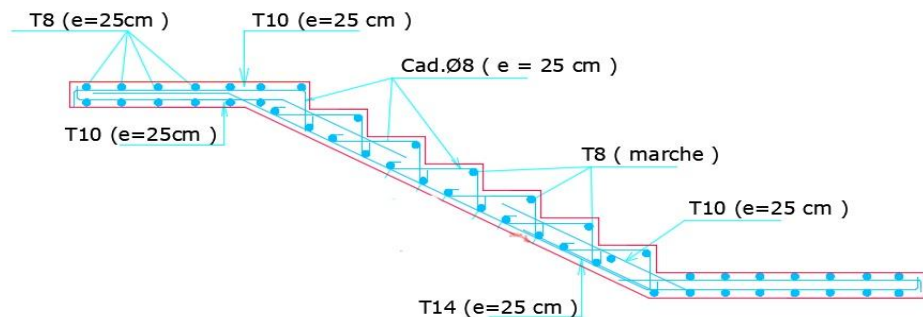
$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\delta$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$
26,52	6,16	0,0034	239,17	7,05	2,82	0,25	72580,28	28900,73	42569,06

**Donc :**

$$\left. \begin{matrix} f_i = 6,86\text{mm} \\ f_v = 13,95\text{mm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 7\text{mm}$$

$$\bar{f} = 10,61\text{mm}$$

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



**Figure III.5:** Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).

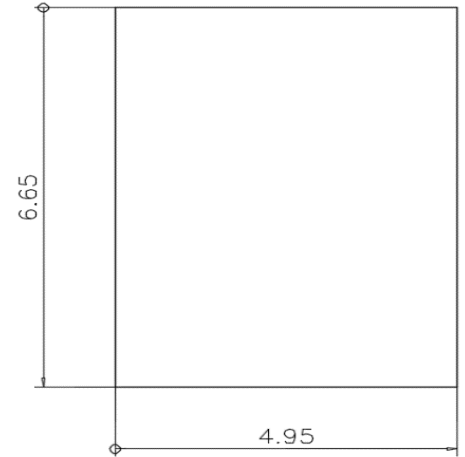
**III.4 Dalle Pleine :**

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

**III.4.1 Evaluation des charges :**

**Tableau III.6 :** Calcul des sollicitations de dalle pleine.

Les charges (KN /m <sup>2</sup> )		Q (KN/m <sup>2</sup> )	
		Combinaison	
G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
5,15	5	14,45	10,15



**Figure III.6 :** Dimensions d'une dalle

$\alpha=L_x/L_y=0,74$

ELU :

$\mu_x = 0,0633$

$\mu_y = 0,4938$

ELU :

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 22,41 \text{ kNm}$      $M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 17.30 \text{ kNm}$

$M_y = \mu_y M_x = 11,07 \text{ kNm.}$      $M_y = \mu_y M_x = 10.93 \text{ kNm}$

$M_{tx}=0,85M_x = 19,05 \text{ KN.m}$      $M_{tx}=0,85M_x = 14.70 \text{ KN.m}$

$M_{ty}=0,85M_y = 9,40 \text{ KN.m}$      $M_{ty}=0,85M_y = 9.29 \text{ KN.m}$

$M_a=0,5M_x = 11,21 \text{ KN.m}$      $M_a=0,5M_x = 8.65 \text{ KN.m}$

ELS :

$\mu_x = 0,0696$

$\mu_y = 0,6315$

**III.4.2 Ferrailage de la dalle :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=434,78\text{MPa}$  ;

$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

**Tableau III.7 :** Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	19.05	0,06	0	0,08	13,07	3,35	5T12	5,65	20
	y-y	9.40	0,03	0	0,04	13,29	1,63	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	11.21	0,04	0	0,05	13,25	1,95	5T12	5,65	20
	y-y									

a) Espacement :

Tableau III.8 : vérification des espacements.

	Travée	Appui
x-x	$20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm$	$20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm$
y-y	$20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm$	$20cm < Min(3h; 45cm) = 33cm$

b) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,35cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases} \text{ (Dalle rectangulaire } \rho < 1) \dots \dots \dots (B.7.4) [1]$$

Avec :  $\begin{cases} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{ pour les barres a haute adhérence .} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,742 \end{cases}$

Tableau III.9 : Vérification de CNF.

	Travée	appui
x-x	$A_x = 5,65m^2 > A_s^{min^2}$	$A_x = 5,65cm^2 > A_s^{min^2}$
y-y	$A_y = 5,65cm^2 > A_s^{min^2}$	$A_y = 5,65cm^2 > A_s^{min^2}$

c) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{a}_{uc28}} \dots \dots \dots (A.5.2.2)[1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14,45 \times 4,95 \times 6,95}{2 \times 4,95 + 6,95} = 29,50kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{14,45 \times 4,95}{3} = 23,84kN$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 23,84KN$$

$$\tau_u = \frac{23,84 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,17MPa < \bar{\tau}_u = 1,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

III.4.3 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

1. Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, 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.

Tableau III.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	x-x	14.70	5.65	5.21	Vérifié
	y-y	9.29	5.65	3.29	
Appuis	x-x	8.65	5.65	3.06	Vérifié
	y-y				

2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Calcul de la flèche.

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ
14.70	5,65	194,4	5,78	2,31	0,25

Donc :

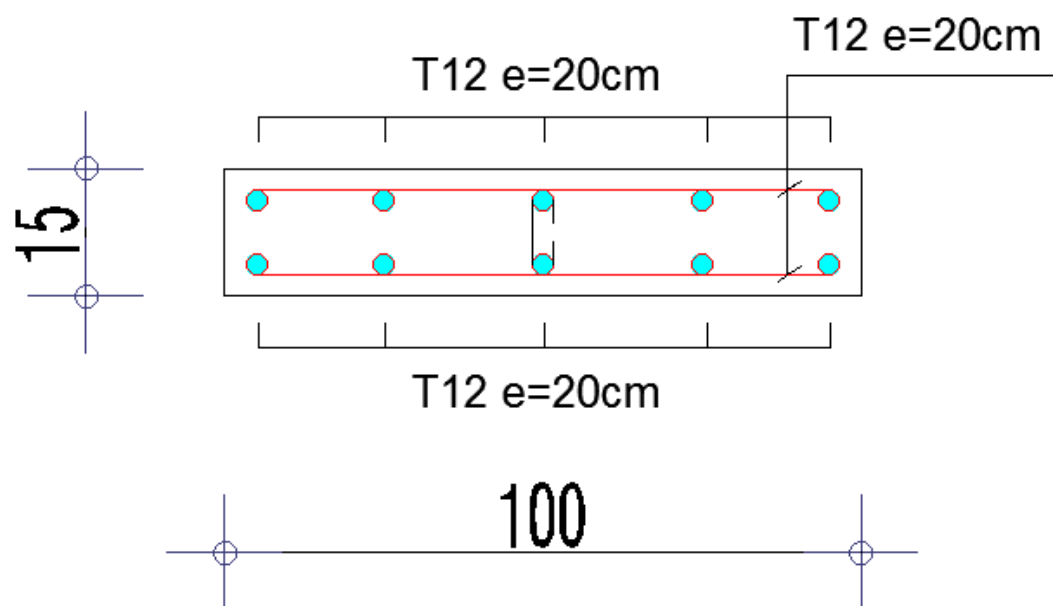
$$f_i = 6,62\text{mm}$$

$$f_v = 13,93\text{mm}$$

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

$$\bar{f} = \frac{495}{500} = 0,99\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,73\text{cm} \leq \bar{f} = 0,99\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



**Figure III.7 :** Ferrailage de la dalle pleine.

### III.5 Plancher à corps creux :

#### III.5.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

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

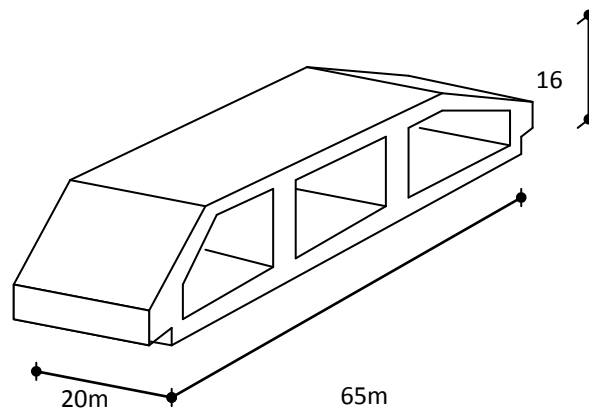


Figure III.8: Corps Creux.

#### III.5.2 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.

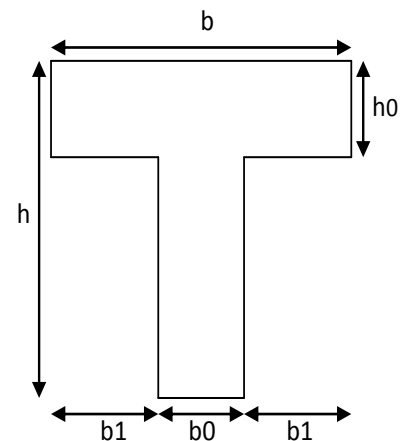
$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

$h_t$ : Hauteur du plancher.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

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





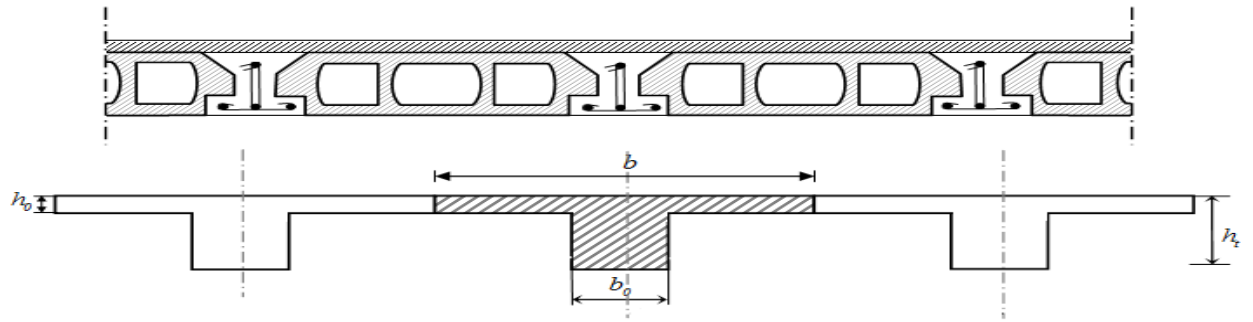


Figure III.9: Schéma de poutrelle.

Tel que :

$L_x$  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

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

$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (8,4; 12,6)$  cm. On a adopté  $b_0 = 12$  cm.

Soit :  $b_0 = 12$  cm.

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

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

$$L_y = 495 - 30 = 465 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{465}{10}\right) = 26,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit :  $b = 65$  cm.

### III.5.3 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<sup>ère</sup> étape** : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée  $L = 4,65$  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  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

**III.5.4 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  $Q \leq (5\text{KN/m}^2; 2G)$ .

-EC  $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5,34) \rightarrow$  vérifié

-Terrasse  $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6,93) \rightarrow$  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 :

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

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

**Exposé de la méthode :**

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

$$\bullet M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale 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.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis :**

•  $M=0,2M_0$ .....appuis de rive

•  $M=0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées

- $M=0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

### **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<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée  $L=4,95\ m$
- 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..... $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82\text{kN/ml}$

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

• **Charges d'exploitation :**

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

**Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64\text{kN/ml}$$

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

❖ **Calcul des moments :**

$$M_0 = QL^2/8 = 11,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tux} = 0,85 * M_0 = 9,48 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U  $M_u = 9,45 \text{ kNm}$  ;  $h = 21 \text{ cm}$   $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 4,5 \text{ cm}$  ;  
 $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,45 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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 étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

\* **2<sup>ème</sup> 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"

**III.5.5 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :****Plancher terrasse :**➤ **Charge permanentes :**

$$G = 6,93 \times 0,65 = 4,50 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

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

**Plancher courant :**➤ **Charge permanente :**

$$G = 5,34 \times 0,65 = 3,47 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ kN/ml.}$$

**Combinaison des charges :**➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,05 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 5,15 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,13 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 5,10 \text{ kN/ml.}$$

**Conclusion :**

Le plancher étage courant est le plus sollicité.

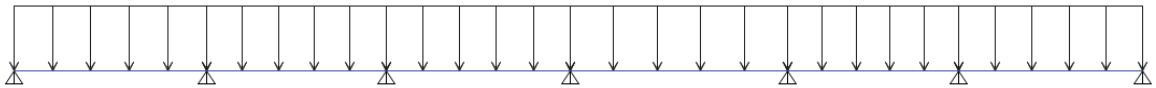
➤ **Calcul des efforts internes :**

**Méthode :** élément finis (ETABS)

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

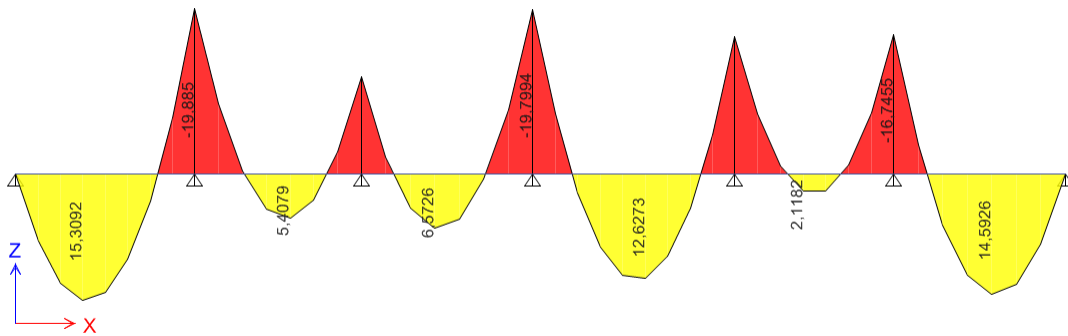
(4,38m- 4,08m- 4,93m- 4,19m-3,89m- 4,19m).

**Sheema statique :**

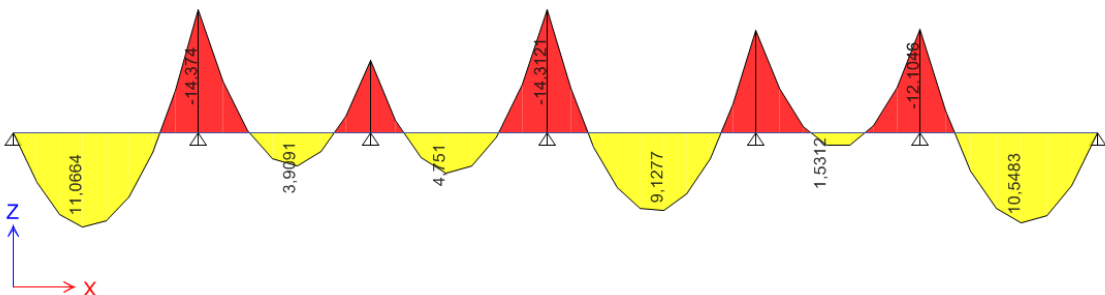


**Diagrammes des moments fléchissant :**

**ELU :**

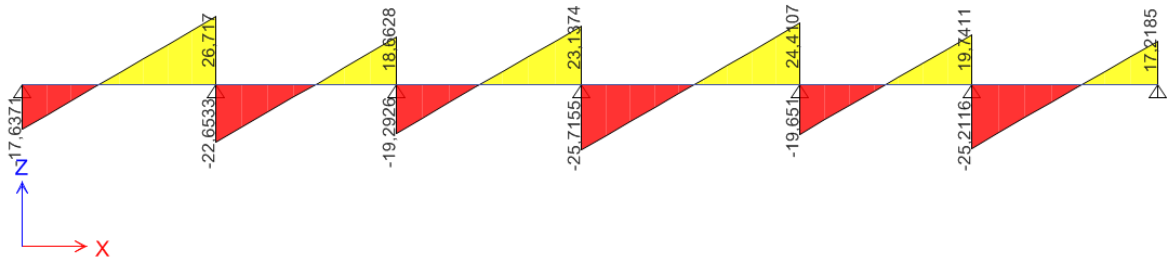


**ELS :**



## Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

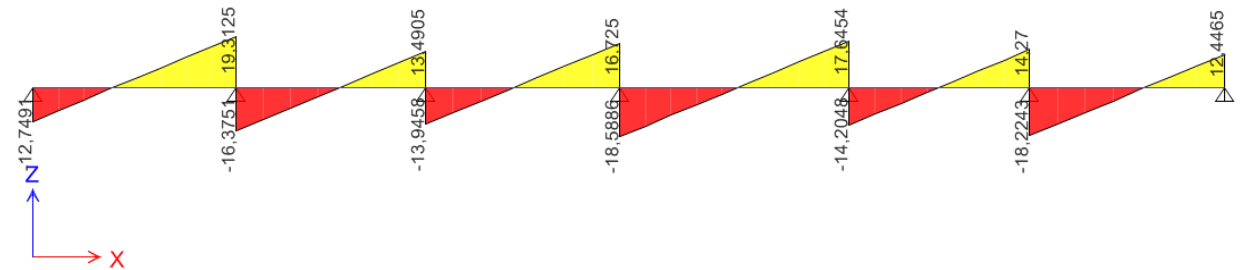


Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 06 travées.

## ➤ 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 :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 15,30 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 19,85 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 26,72 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 11,06 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 14,37 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 19,31 \text{ Kn}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

$h=21 \text{ cm}$  ;  $h_0=5\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18,9\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$  ;  
 $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 90,61 \text{ kNm}$$

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 ferraillage d’une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.III.12 :** Récapitulation du calcul des sections d’armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
15,30	0,04	Oui	0	0,05	18,52	Oui	10‰	435	1,90

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,35\text{cm}^2; 1,90 \text{ cm}^2\} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ( $A_s=2,37 \text{ cm}^2$ )

➤ **Ferraillage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{\max} = 19,85\text{kNm} < M_{tab} = 90.61 \text{ kNm}$

⇒ L’axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0xh$ ) en flexion simple.



Tableau.III.13 : Récapitulation du calcul des sections d’armatures sur appuis.

$M_{Ua}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
19.85	0,27	Oui	0	0,41	18,82	oui	10‰	435	2,88

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,88 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ( $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ )

➤ **Vérifications :**

**Effort tranchant :**

Pour l’effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max} = 26,76 \text{ kN}$ .

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \bar{d}_u} = 1,17 < \bar{\tau}_u = 4MPa$$

➤ **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 :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

- **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 :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

**Tableau III.14:** Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{\text{bc}}(\text{MPa})$	Vérification
<b>Travée</b>	11,06	2,37	4,04	<b>Vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	14,37	3,08	5.25	<b>Vérifiée</b>

- ✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h = 21\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$  ;  $d = 18,9\text{cm}$  ;  $L = 4,95 \text{ m}$  ;  $M_{\text{tser}} = 11,06 \text{ kNm}$  ;  $A_s = 1,69\text{cm}^2$  ;  $f_e = 500\text{MPa}$ .

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots non.$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0075 < 0,0084 \dots \dots \dots vérifiée$$

$$\frac{h}{L} = 0,08 < 0,1 \dots \dots \dots non vérifiée .$$

**Alors :**

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

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

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

Donc :  $\bar{f} = \frac{495}{500} = 0,99 cm$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :**

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

**- Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :**

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

**- Calcul des moments d'inerties fictifs <sup>[3]</sup> :**

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

Avec :

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

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

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

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

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.15 : Calcul de la flèche.

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
11,06	3,08	5,54	390,77	6,27	2,50	0,57	88266,86	21227,67	36398,70

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,55 \text{MPa}$$

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

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,33 \text{cm} \quad (L = 4,95 \text{m})$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,54 \text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,21 \text{cm} < \bar{f} = 0,98 \text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**-Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance ( $f_e=235 \text{MPa}$ )

**Selon le "BAEL 91 modifié 99" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K=1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

**• RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\varphi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_l \leq \text{Min} (0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte :  $\varphi_l = 6\text{mm}$

Donc :

- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.038\text{cm}$
  - $S_t \leq 17.01\text{cm}$
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.033\text{cm}$
- Selon le « RPA 99 version 2003 » :
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\text{cm}$
  - $S_t \leq 5,25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$
  - $S_t \leq 10,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

• **Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc:  $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$



Figure. III.11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

## CHAPITRE IV

# *ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE*

**IV.1.Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

**IV.2.Etude dynamique en zone sismique :****IV.2.1.Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**IV.2.2.Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**IV.2.3.Caractéristique dynamiques propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\}.....(1)$$

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi).....(2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\}\sin(\omega t + \varphi).....(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = 0.....(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\}.....(5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ<sub>ω</sub> est nul c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K] - \omega^2 [M]| = 0.....(6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω<sup>2</sup>).

Les (n) solutions (ω<sub>1</sub><sup>2</sup>; ω<sub>2</sub><sup>2</sup>;.....; ω<sub>n</sub><sup>2</sup>) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.



Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 \pi \omega_2 \pi \dots \pi \omega_n$ )

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale Shape).

### **IV.3.Modélisation de la structure :**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS (version 16.2.1)

#### **IV.3.1.Présentation du programme ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments.) ,Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

#### **IV.3.2.Modélisation de rigidité :**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

**IV.3.3.L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

**IV.3.4.Modélisation de la masse :**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99 version2003 avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

**IV.3.5.Conception du contreventement vertical :**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

**IV.4.Etude sismique :****IV.4.1.Stratégie du calcul sismique :**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul

des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

### **1. La méthode statique équivalente :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

#### **• Conditions d'applications :**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

#### **Zone III :**

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieur ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

### **2. La méthode d'analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

#### **• Principe :**

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

### **3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :**

À partir des accélérogramme, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

#### **IV.4.2.Choix de la méthode calcul :**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

#### **IV.4.3.Analyse spectrale :**

##### **IV.4.3.1.Méthode dynamique modale spectrale :**

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

**IV.4.3.2. Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

$$A = 0,25$$

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

**R=4** (4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé).

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$T_1 = 0,15 \text{ s et } T_2 = 0,5 \text{ s (site Meuble S3)}$$

**Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

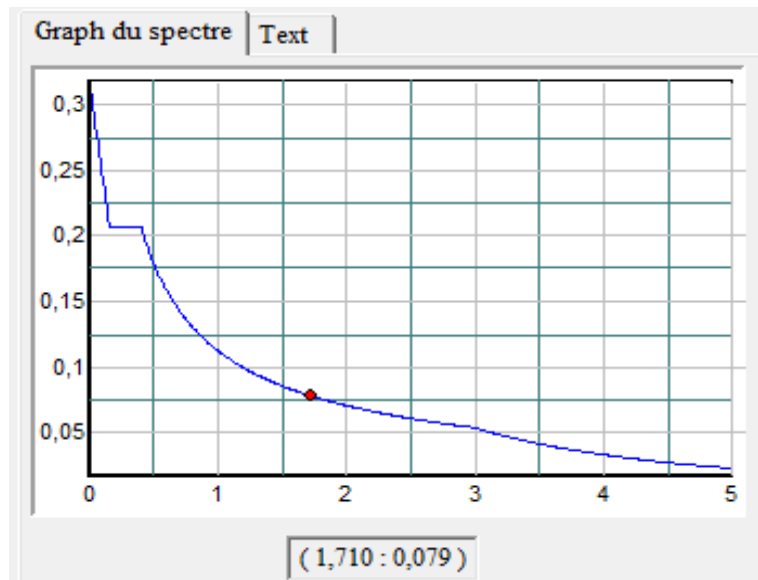
**Tableau IV.1:** Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.20$ .

$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.20$ .

**Représentation graphique du spectre de réponse :**



**Figure IV.1 :** Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismique déterminer 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 faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

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

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

Avec

$$A = 0,25.$$

$$R = 4.$$

$$Q = 1,20.$$

$W$  : Poids total de la structure.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2) [3]$$

$$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

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

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

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

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 31,54 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 31,60 \text{ m}$$

$$D_y = 24,54 \text{ m}$$

$$\rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (31,54)^{3/4} = 0,67 \text{ sec, dans les deux directions.}$$

$$\checkmark \quad \text{Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{31,54}{\sqrt{31,60}} = 0,51 \text{ sec}$$

$$\checkmark \quad \text{Suivant la direction (y - y)} \quad T_y = 0,09 \frac{31,54}{\sqrt{24,54}} = 0,57 \text{ sec}$$

$$\text{Sens (x-x) : } T_x = \min (0,67 ; 0,51) = 0,51 \text{ sec}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_y = \min (0,67 ; 0,57) = 0,57 \text{ sec}$$

Calcul de D

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(x-x) : } T_2 < 0,51 < 3\text{s, } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,5}{0,51}\right)^{2/3} = 2,17 \\ \text{(y-y) : } T_2 < 0,57 < 3\text{s, } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,5}{0,57}\right)^{2/3} = 2,18 \end{array} \right.$$

Donc :

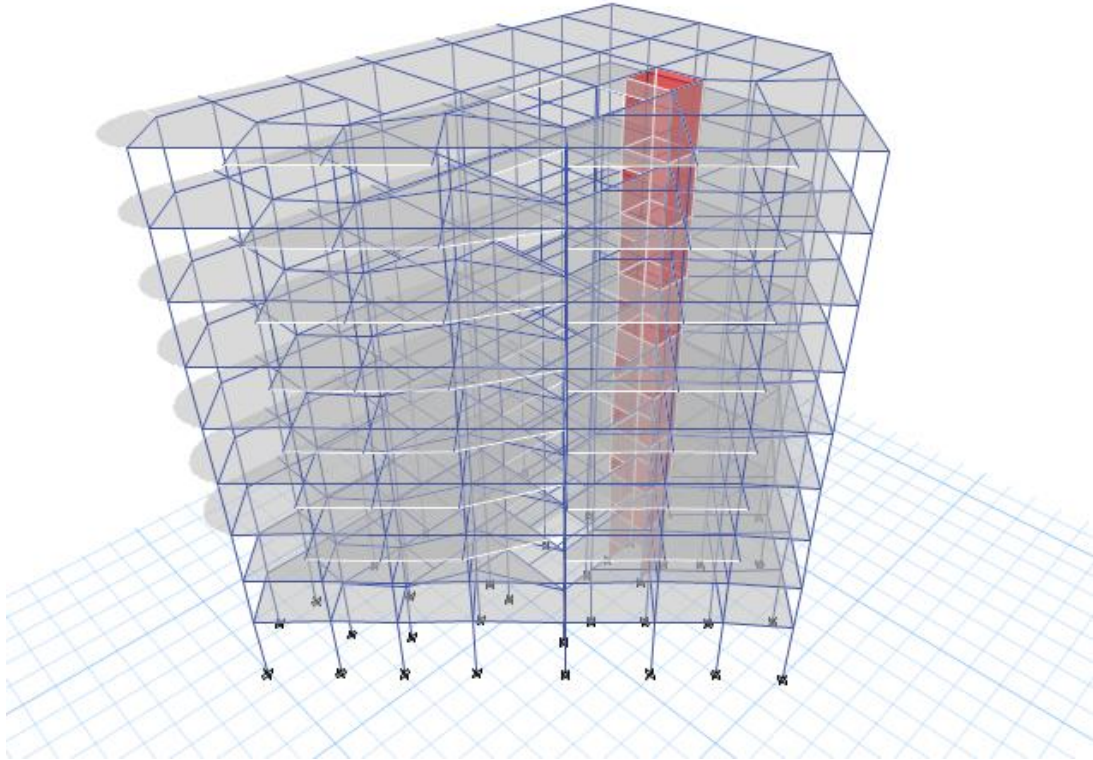
$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 2,17 \cdot 1,2}{4} W = 0,162 W$$

$$V_y = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 2,18 \cdot 1,2}{4} W = 0,163 W$$

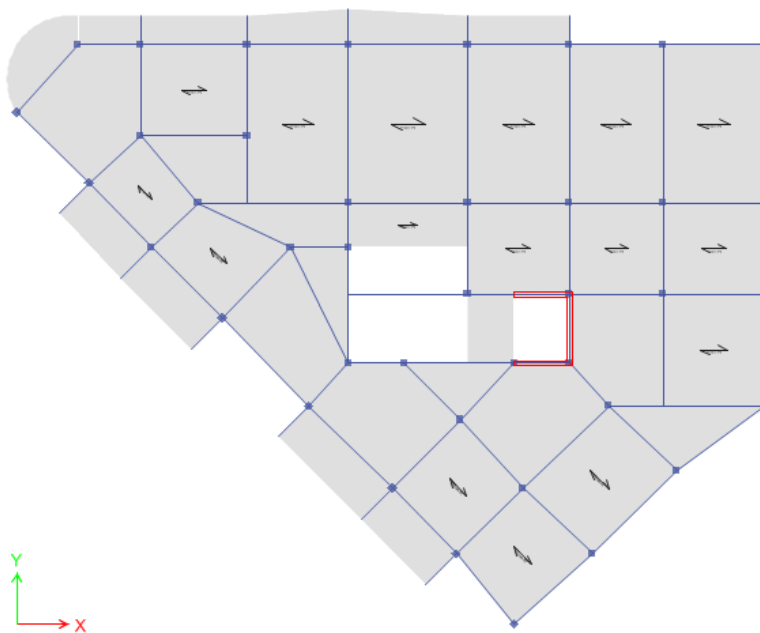


**IV.5 Résultats de l'analyse sismique :****1-Modèle initial :**

- **Disposition des voiles :**



**Figure V.2 :** Vue en 3D du modèle initial



**Figure V.3 :** Vue en 2D du modèle initial

**Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau V.2 :** Participation massique du modèle initial.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	<b>1,637</b>	<b>0,1153</b>	<b>0,1632</b>	0,1153	0,1632
2	1,278	<b>0,5528</b>	0,1636	0,668	0,3268
3	1,043	0,068	<b>0,4094</b>	0,736	0,7363
4	0,538	0,0149	0,0251	0,7509	0,7614
5	0,355	0,1186	0,0244	0,8695	0,7858
6	0,317	0,0045	0,0041	0,874	0,7899
7	0,274	0,0113	0,1172	0,8854	0,9071
8	0,226	0,0015	0,0041	0,8868	0,9112
9	0,174	0,0008	0,0014	0,8876	0,9126
<b>10</b>	0,164	0,0519	0,0087	<b>0,9395</b>	<b>0,9212</b>
11	0,141	0,0001	0,0001	0,9396	0,9213
12	0,128	0,0047	0,0428	0,9443	0,9641

**Remarque :**

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d’ascenseur.

**Constatation :**

L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

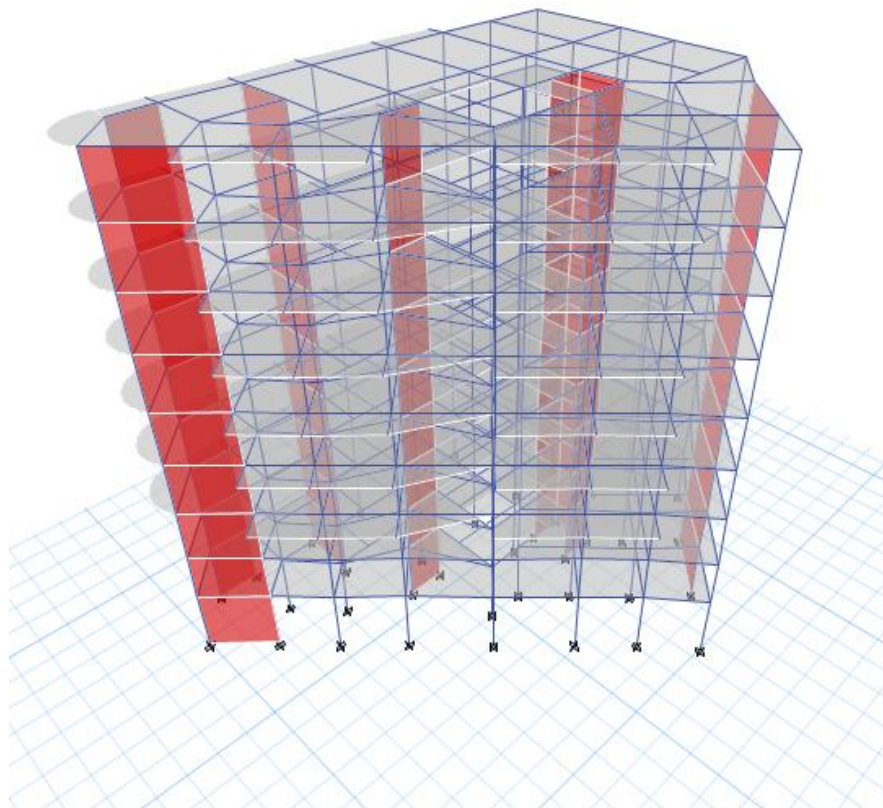
- Une période fondamentale :  $T = 1,673$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode rotation
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation X-X
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode translation Y-Y

Dans le contexte de la rotation 1<sup>er</sup> mode de rotation qui nécessite l’ajoute de voiles pour ajuster la participation de la structure.

Les voiles ajoutés peuvent aider la contrôler la rotation et la distribution des force dans la structure.

**1-Modèle 1 :**

- Disposition des voiles :



**Figure V.4 :** Vue en 3D du modèle 1.



**Figure V.5 :** Vue en 2D du modèle 1.

**a-Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau V.3 :** Participation massique du modèle 1.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	<b>1,099</b>	<b>0,5411</b>	0,0001	0,5411	0,0001
2	0,924	0,0138	<b>0,631</b>	0,555	0,6311
3	0,714	0,1521	0,0691	0,7071	0,7002
4	0,289	0,1098	0,0006	0,8169	0,7008
5	0,221	0,0097	0,1603	0,8266	0,8611
6	0,164	0,0457	0,0197	0,8723	0,8808
7	0,127	0,0438	0,0005	0,9161	0,8813
8	0,095	0,0037	0,0606	<b>0,9197</b>	<b>0,9419</b>
9	0,073	0,0159	4,878E-05	0,9356	0,9419
10	0,07	0,0239	0,0062	0,9595	0,9482
11	0,056	0,0018	0,0276	0,9613	0,9757
12	0,048	0,0098	0,0002	0,9711	0,9759

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,099$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation X-X
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

**b-Résultantes des forces sismiques :**

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

$$W = 38626,527 \text{ KN}$$

$$V_x = 6286.47 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 5029.17 \text{ KN}$$

$$V_y = 6315.44 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 5052.35 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 5029.47 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 5052.40 \text{ KN}$$

( $V_{tx} > 0,8V_x$  et  $V_{ty} > 0,8V_y$ )  $\Rightarrow$  Condition vérifié.

**c-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.4 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	$S_{\text{poteaux}}$	$N_d$	u	$V_{RPA}$	Observations
RDC	35x35	1844,30	0,50	0,3	Non vérifiée
1 <sup>ème</sup>	35x35	1602,95	0,44	0,3	Non vérifiée
2 <sup>ème</sup>	30x30	1385,13	0,51	0,3	Non vérifiée
3 <sup>ème</sup>	30x30	1172,49	0,43	0,3	Non vérifiée
4 <sup>ème</sup>	30x30	978,56	0,36	0,3	Non vérifiée
5 <sup>ème</sup>	30x30	790,25	0,29	0,3	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	30x30	600,82	0,22	0,3	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	30x30	411,07	0,15	0,3	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	30x30	225,10	0,08	0,3	vérifiée

**Remarque :**

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le "RPA99 version 2003". Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

**Tableau V.5 :** nouveau section des poteaux

Niveau	$S_{\text{poteaux}}$
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40

Modèle final :

- Disposition des voiles :

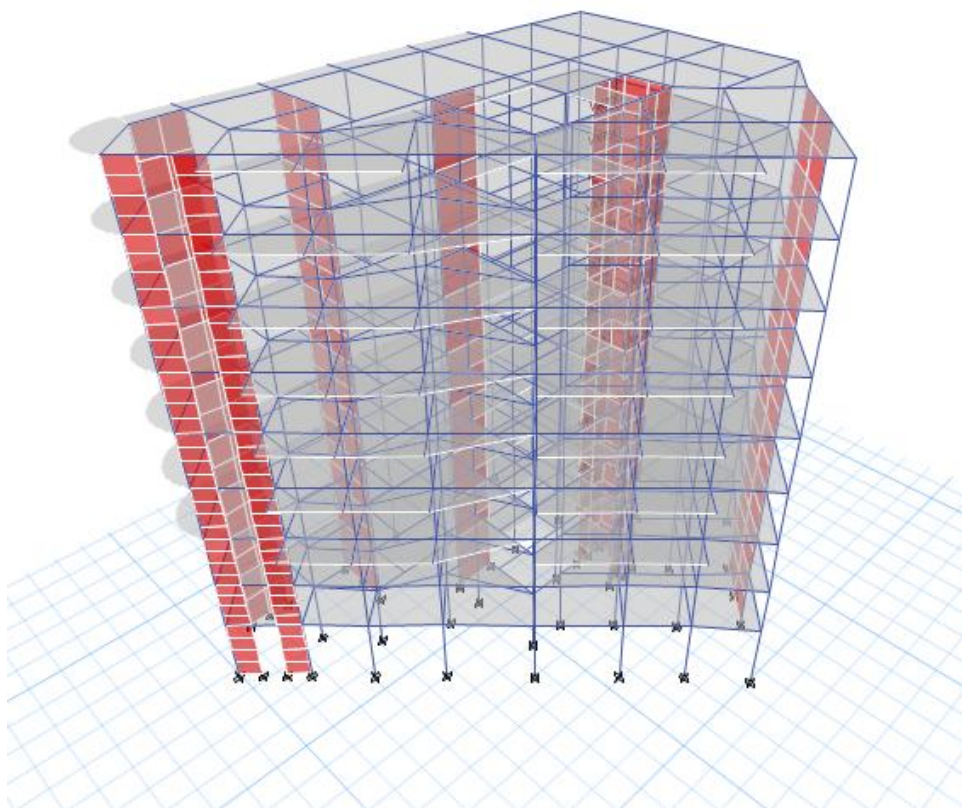


Figure V.6 : Vue en 3D du modèle final

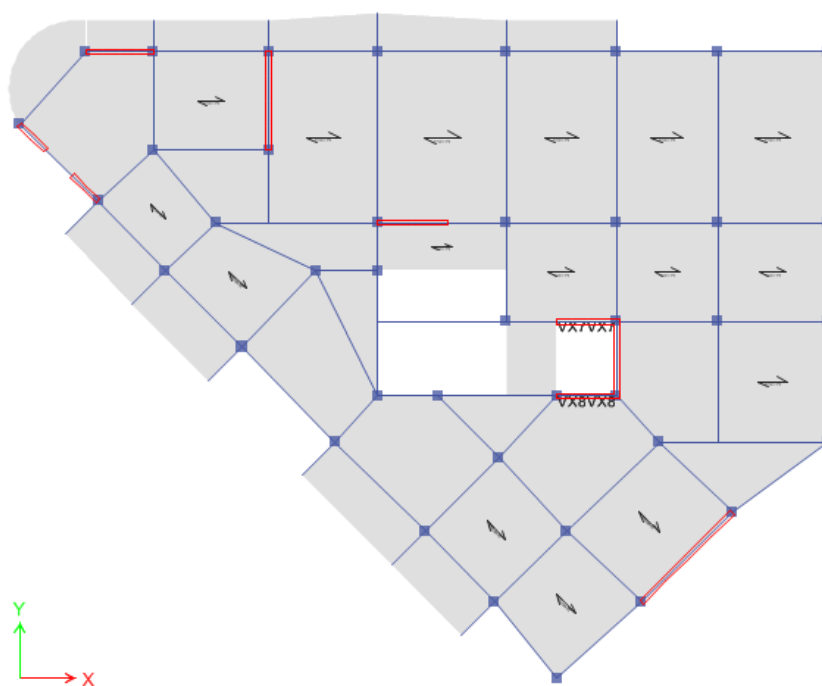


Figure V.7 : Vue en 2D du modèle final.

**a-Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau V.6 :** Participation massique du modèle final.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	<b>0,875</b>	<b>0,5692</b>	0,0286	0,5692	0,0286
2	0,788	0,0003	<b>0,5515</b>	0,5695	0,5802
3	0,587	<b>0,1418</b>	<b>0,1261</b>	0,7113	0,7062
4	0,245	0,1243	0,0057	0,8356	0,712
5	0,217	0,0003	0,1296	0,8358	0,8415
6	0,15	0,0377	0,0422	0,8736	0,8837
7	0,113	0,0524	0,0027	0,926	0,8865
8	0,101	3,646E-05	0,0485	<b>0,926</b>	<b>0,935</b>
9	0,069	0,0081	0,0185	0,9341	0,9535
10	0,067	0,0322	0,0004	0,9663	0,9539
11	0,061	9,42E-07	0,0197	0,9663	0,9737
12	0,046	0,0096	0,0022	0,9759	0,9759

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,875 \text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation X-X
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

**b-Résultantes des forces sismiques :**

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

$$W = 42005.32 \text{KN}$$

$$V_x = 6836.36 \text{KN} \Rightarrow 0,8V_x = 5469.09 \text{KN}$$

$$V_y = 6867.87 \text{KN} \Rightarrow 0,8V_y = 5494.29 \text{KN}$$

$$V_{tx} = 5625.06 \text{KN}$$

$$V_{ty} = 5694.83 \text{KN}$$

( $V_{tx} > 0,8V_x$  et  $V_{ty} > 0,8V_y$ )  $\Rightarrow$  Condition vérifié.

**c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :****Tableau V.7 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	S <sub>poteaux</sub>	N <sub>d</sub>	u	V <sub>RPA</sub>	Observations
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	2276,9741	0,25	0,3	vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	1689,6312	0,23	0,3	vérifiée
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	1125,6417	0,19	0,3	vérifiée
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	654,8503	0,14	0,3	vérifiée

**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

$$\text{vérifiée : } \Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

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

Où : he représente la hauteur de l'étage.

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

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

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

**Tableau V.8 :** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final

Etage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
<b>8</b>	6,239	6,097	24,957	24,390	2,668	2,747	3,40	Vérifié
<b>7</b>	5,572	5,411	22,289	21,642	2,944	2,997	3,40	Vérifié
<b>6</b>	4,836	4,661	19,344	18,645	3,213	3,210	3,40	Vérifié
<b>5</b>	4,033	3,859	16,132	15,436	3,348	<b>3,278</b>	3,40	Vérifié
<b>4</b>	3,196	3,040	12,784	12,158	<b>3,396</b>	3,272	3,40	Vérifié
<b>3</b>	2,347	2,222	9,388	8,886	3,216	3,046	3,40	Vérifié
<b>2</b>	1,543	1,460	6,172	5,840	3,002	2,680	3,40	Vérifié
<b>1</b>	0,792	0,790	3,169	3,160	1,896	1,850	3,06	Vérifié
<b>RDC</b>	0,318	0,328	1,273	1,310	1,273	1,310	4,08	Vérifié



**Remarque :**

- 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**”.

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au dessus du niveau

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

$K$  :  $V_K$  : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.

$h_k$  : Hauteur d’étage ‘k’ comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9 :** Vérification l’effet P-Δ inter étages du modèle final.

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx(m)	Δy(m)	Hk(m)	θx	θy	condition	observation
8	5260,64	1442,62	1415,69	0,007	0,007	3,4	0,007	0,008	0,10	vérifiée
7	9658,01	2411,18	2374,22	0,007	0,007	3,4	0,009	0,009	0,10	vérifiée
6	14055,38	3177,60	3124,86	0,008	0,008	3,4	0,010	0,011	0,10	vérifiée
5	18586,19	3810,30	3750,41	0,008	0,008	3,4	0,012	0,012	0,10	vérifiée
4	23116,99	4360,72	4282,96	0,008	0,008	3,4	0,013	0,013	0,10	vérifiée
3	27798,30	4821,02	4728,23	0,008	0,008	3,4	0,014	0,013	0,10	vérifiée
2	32479,60	5184,23	5077,83	0,008	0,007	3,4	0,014	0,013	0,10	vérifiée
1	36982,88	5444,85	5325,26	0,005	0,005	3,06	0,011	0,010	0,10	vérifiée
RDC	42005,30	5625,06	5494,83	0,003	0,003	4,08	0,006	0,006	0,10	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d’ou les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

**e-Vérification des conditions du facteur de comportement R :****e-1- Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 42005,30$  kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 8350,35$  kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 19,87 \% < 20\%$ .

**e-2- Justification des voiles sous charges horizontale :**

x-x

L'effort sismique total à la base de la structure  $P_{Tot} = 5691,42$  kN.

L'effort sismique à la base repris par les portiques  $P_{portique} = 1402,60$  kN

$P_{portique} / P_{Tot} = 24,6 \% < 25\%$ .

y-y

L'effort sismique total à la base de la structure  $P_{Tot} = 5498,56$  kN.

L'effort sismique à la base repris par les portiques  $P_{portique} = 1396,02$  kN

$P_{portique} / P_{Tot} = 24,89 \% < 25\%$ .

**Remarque :**

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de L'effort horizontal global donc  $R=4$  justifié.

**Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale 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  $P-\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération 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 choisit un facteur  $R=4$  vu que les voiles qui doivent reprennent moins 20% des charge verticale :(19.87%).

## CHAPITRE V

# *FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS*

### V.1.INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[3]** et le **RPA99 v 2003 [1]**.

### V.2.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

#### V.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 ;  $\sigma_s=500\text{MPa}$

#### V.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 :  $G+Q+E$  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-  $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$
- 2-  $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$
- 3-  $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$  ( $N^{\min} = N$  traction)

### V.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:

- $0.9\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$  Zone courante (Z.C)
- $0.9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$  Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

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**

**Tableau V.1:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s/\text{nap}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC $\rightarrow$ 1 <sup>ème</sup>	55x55	1771,12	133,34	SEC	0	0	27,23
2 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 3 <sup>ème</sup>	50x50	1333,92	149,15	SEC	0	0	22,50
4 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 5 <sup>ème</sup>	45x45	881,84	150,33	SEC	0	0	18,23
6 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 8 <sup>ème</sup>	40x40	496,11	11,64	SEC	0	0	14,40

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

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s/\text{nap}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC $\rightarrow$ 1 <sup>ème</sup>	55x55	-740,58	10,39	SET	6.99	7.82	27,23
2 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 3 <sup>ème</sup>	50x50	-570,18	80,84	SET	2.1	9.3	22,50
4 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 5 <sup>ème</sup>	45x45	-318,75	91,36	SPC	0	7.10	18,23
6 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 8 <sup>ème</sup>	40x40	-118,34	73,37	SPC	0	5.25	14,40

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

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kN)	$N^{\text{cor}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{nap}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	216,16	724,16	SPC	0	1.52	27,23
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	227,32	485,59	SPC	0	5.41	22,50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	196,12	306,36	SPC	0	6.86	18,23
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	134,88	238,83	SPC	0	5.32	14,40

Combinaison : G+Q+E

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

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{cor}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{nap}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	2276,97	134,28	SEC	0	0	27,23
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	1689,63	152,52	SEC	0	0	22,50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	1125,64	155,52	SEC	0	0	18,23
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	654,85	12,34	SEC	0	0	14,40

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

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{cor}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{nap}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	-533,57	10,27	SET	4.39	5.74	27,23
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	-416,79	80,31	SET	0.6	7.74	22,50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	-213,98	90,73	SPC	0	6.53	18,23
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	-59,73	72,62	SPC	0	4.59	14,40

**Tableau V.6:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{cor}}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kN)	$N^{\text{cor}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{nap}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	221,74	1020,67	SEC	0	0	27,23
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	231,09	702,31	SPC	0	3.36	22,50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	198,73	447,30	SPC	0	5.73	18,23
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	143,00	222,70	SPC	0	5.96	14,40

Combinaison : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.7:** Ferrailages des poteaux situation Durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{nap}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	2304,53	18,62	SEC	0	0	27,23
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	1752,90	59,66	SEC	0	0	22,50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	1253,45	54,42	SEC	0	0	18,23
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	766,64	51,50	SEC	0	0	14,40

**Tableau V.8:** Ferrailages des poteaux situation Durable ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{nap}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	606,14	14,66	SEC	0	0	27,23
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	438,97	14,79	SEC	0	0	22,50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	280,82	14,94	SEC	0	0	18,23
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	57,61	20,96	SPC	0	0.52	14,40

**Tableau V.9:** Ferrailages des poteaux situation Durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kN)	$N^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{nap}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	116,17	1952,73	SEC	0	0	27,23
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	82,03	1064,20	SEC	0	0	22,50
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	80,021	705,23	SEC	0	0	18,23
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	95,95	168,66	SEC	0	3.64	14,40

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

NIVEAU	SECTION [cm <sup>2</sup> ]	$A_{RPA}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s/\text{nap necc}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres	$A_s$ choisit [cm <sup>2</sup> ]
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	27,23	7.82	4T20+12T14	31,04
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	22,50	9.3	4T20+12T14	31,04
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	18,23	7.10	4T16+8T14	20.36
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	14,40	5.96	12T14	18.48

**V.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 :**

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 :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}} :$$

**Tableau V.11 :** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kNm)	M <sub>ser</sub> <sup>corr</sup> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	1675,99	13,34	80.4	250	5.4	18	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	1267,58	26,96	80.5	250	5.47	18	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>me</sup>	45x45	906,26	39,85	88.8	250	6.16	18	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	554,86	37,74	83.6	250	5.92	18	Vérifiée

**Tableau V.12:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> <sup>min</sup> (kNm)	M <sub>ser</sub> <sup>corr</sup> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	443,10	10,63	24	250	1.62	18	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	320,75	10,72	22.4	250	1.54	18	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>me</sup>	45x45	205,14	10,82	21.5	250	1.5	18	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	42,16	15,25	23.4	250	1.39	18	Vérifiée

**Tableau V.13:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kNm)	N <sub>ser</sub> <sup>cor</sup> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	83,53	1412,55	95.8	250	6.6	18	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	59,46	775,76	70.7	250	4.93	18	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>me</sup>	45x45	58,03	514,30	76.4	250	5.45	18	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	70,14	123,49	99.8	250	8.8	18	Vérifiée



**V.2.6.Vérification de l'effort tranchant :**

**V.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.

$\tau_u$  : 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 [3] :**

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

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

**Selon le RPA99 v 2003 [1] :**

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

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

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

Avec :

$\lambda$ : 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 V.14:** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	130,33	0,48	19.78	0.075	2.25	3	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	136,01	0,60	18.32	0.075	2.25	3	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	119,60	0,66	20.61	0.075	2.25	3	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	94,33	0,66	23.50	0.075	2.25	3	Vérifiée

**V.2.6.2. Ferrailage 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.

$\rho_a$  : 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  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

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

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

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

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

$\lambda_g$  : L'élanement 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  $f_e=500\text{MPa}$  (FeE500).

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

Tableau V.15 : Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	4T20+12T14	20	10	15
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	4T20+12T14	20	10	15
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	4T16+8T14	16	10	15
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	12T14	14	10	15

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

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

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC → 1 <sup>ème</sup>	55x55	2.86	5.71	2,5	130,33	N	10	1,18	8T8	4,02
						C	15	1,78	8T8	4,02
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	50x50	2.38	5.28	2,5	136,01	N	10	1,36	8T8	4,02
						C	15	2,04	8T8	4,02
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup>	45x45	2.38	5.95	2,5	119,60	N	10	1,33	6T8	3,02
						C	15	1,99	6T8	3,02
6 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40	2.38	6.8	2,5	94,33	N	10	1,18	6T8	3,02
						C	15	1,77	6T8	3,02

**Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>l</sub> en **zone III**.

Pour :

Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm

Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm

Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

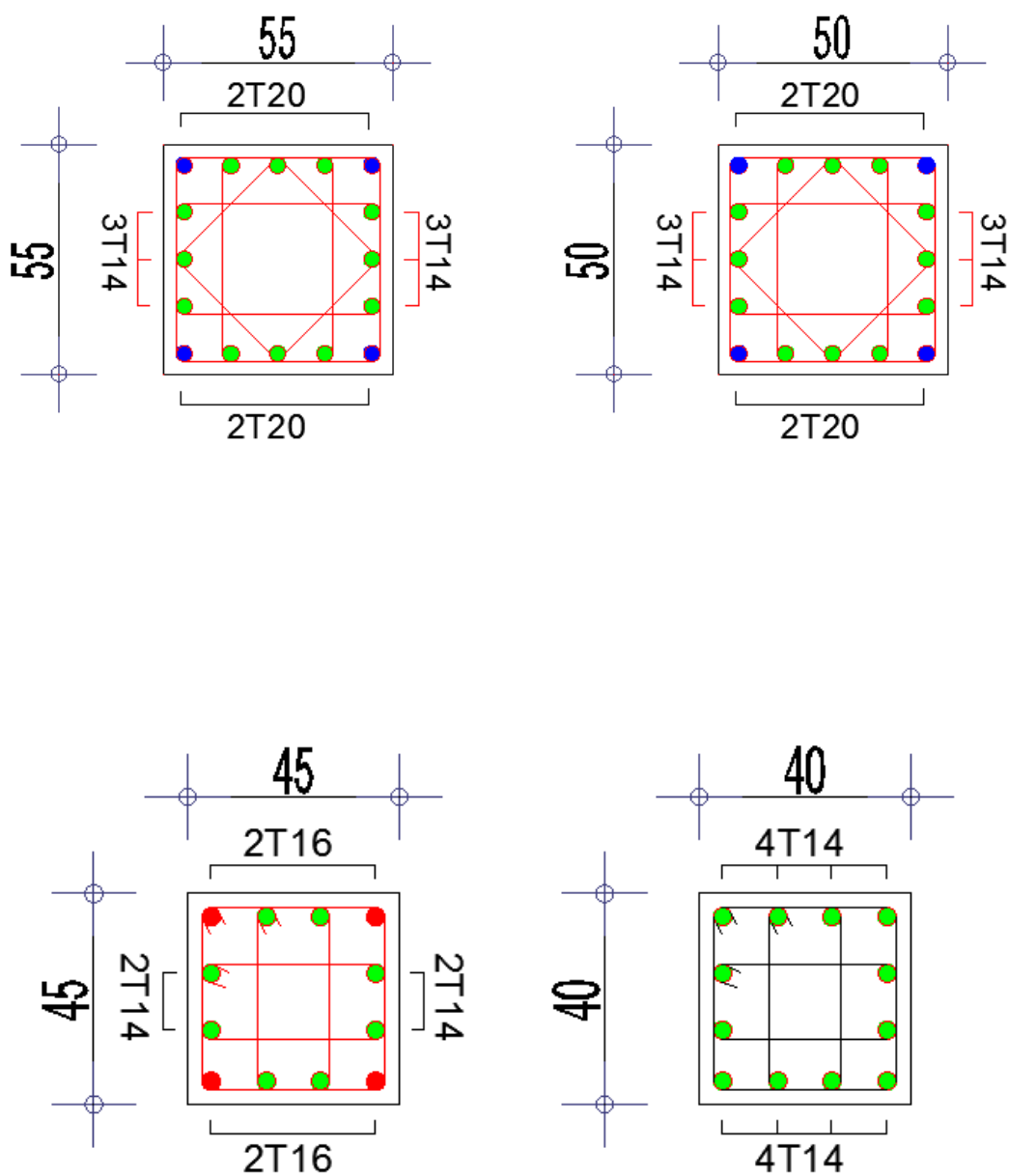


Figure V.1: Schéma de ferrillages des poteaux.

### V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

#### V.3.1.Introduction :

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

#### V.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 ± E

G + Q ± E

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

#### V.3. 3.Recommandation du rpa99 version 2003 :

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

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

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

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (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<sub>t</sub> ", est donnée par : A<sub>t</sub> = 0.003 St. L.

L : longueur de la poutre.

S<sub>t</sub> : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

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

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

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 ;  $\sigma_{bc} = 22.23$  MPa.

Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.

**V.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 => 30x50 (cm<sup>2</sup>)

Poutre non porteuse => 30x35 (cm<sup>2</sup>)

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 50)**

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

**Tableau V. 17:** Ferrailage des poutres porteuses (Situation Durable).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x50	Travée	128,22	6,50	0	7.5
	Appui	-170,62	8,84	0	7.5

**b. Situation accidentelle G+Q±E :**

**Tableau V. 18:** Ferrailage des poutres porteuses (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x50	Travée	252,93	13,81	0	7.5
	Appui	-318,57	14,72	0	7.5

**c. Situation accidentelle 0.8G±E :**

**Tableau V. 19:** Ferrailage des Poutres porteuse (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x50	Travée	257,19	11,61	0	7.5
	Appui	-305,724	14,05	0	7.5

➤ **Poutre non porteuse (30x35)**

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

**Tableau V.20:** Ferrailage des poutres non porteuses (Situation Durable).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	52,70	3,87	0	6
	Appui	-74,33	5,58	0	6

**b. Situation accidentelle G+Q±E :**

**Tableau V.21:** Ferrailage des poutres non porteuses (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	112,65	7,35	0	6
	Appui	-150,03	10,07	0	6

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V.22: Ferrailage des Poutres non porteuse (Situation Accidentelle).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	115,33	7,54	0	6
	Appui	-140,12	9,33	0	6

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x50) :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sup>min</sup> <sub>sRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adps</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x50	Travée	7.5	13,81	3T20+3T14	14.04
	Appuis		14,72	3T20+3T16	15.45

Tableau V.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sup>min</sup> <sub>sRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adps</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	6	7,54	3T16+3T14	10.65
	Appuis		10,07	3T16+3T14	10.65

V.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 :

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

**Tableau V. 25:** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> choisi (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min(cm <sup>2</sup> )	Vérification
Poutre 30x50	14.04	1.49	Vérifiée
Poutre 30x35	10.65	1.04	Vérifiée

### V.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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}}$$

**a. Poutres porteuses (30x 50)**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Poutre p	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>-bc</sub> (MPa)	Vérification	δs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	93,92	14.04	7,61	18	ok	161,88	250	ok
Appuis	-124,63	15.45	9,81	18	ok	196,08	250	ok

**b. Poutres non porteuses (30x 35)**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Poutre S	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>-bc</sub> (MPa)	Vérification	δs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	23,12	10.65	3,83	18	ok	76,37	250	ok
Appuis	-37,51	10.65	6,32	18	ok	126,17	250	ok

**V.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.

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

**Tableau V. 28:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> max (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL add (MPa)	Vérification
Poutre 30x50	205,83	1.52	3	Ok
Poutre 30x35	154,20	1,62	3	Ok

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f<sub>e</sub>=500 MPa).

**Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

**Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30cm\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.29:** Calcul des armatures transversales.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL S <sub>t</sub> (cm)	Ø <sub>l</sub> mm	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup>		A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>BAEL</sup> cm <sup>2</sup>	Choix
					S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
Poutre 30x50	205,83	1.52	40	20 et 14	12.5	25	10	20	1.12	0.52	4T8
Poutre 30x35	154,20	1,62	36	16 et 14	10	20	10	20	0.9	0.97	4T8

**V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

Ø=20mm ..... L<sub>r</sub>=100cm

Ø=16mm ..... L<sub>r</sub>=80cm

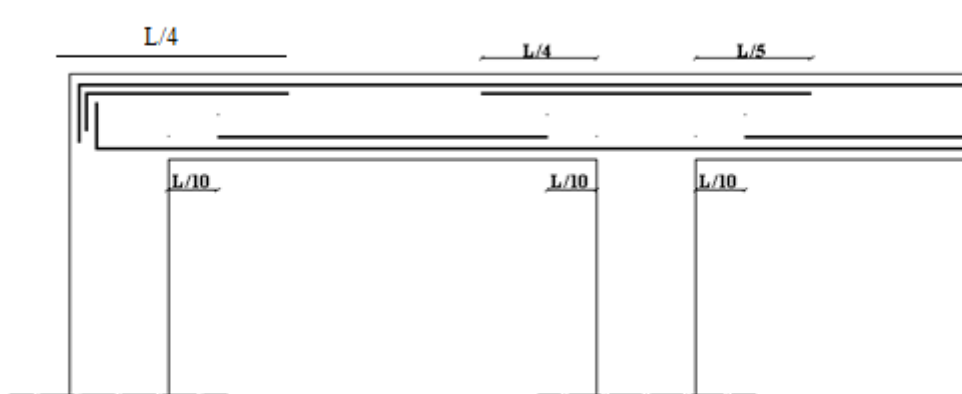
Ø=14mm ..... L<sub>r</sub>=70cm

**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<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>)



**Figure V.2:** arrêts des barres.

**V.3.10. Vérification de la flèche :**

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

Tel que :  $f_1 = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.17 \text{ cm} \Rightarrow L = 6,65 > 5 \text{ m}$

$f_2 = \frac{L}{500} = 0.99 \text{ cm} \Rightarrow L = 4.95 < 5 \text{ m}$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

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

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

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

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 V.30:** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> KNm	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	fi (mm)	fv (mm)	Δft(mm)	f̄ (mm)
30x50	6.65	93,92	14.04	9,65	19,70	10,04	11.7
30x35	4.95	23,12	10.65	2,53	6,20	3,68	9,9

**V.3.11. Etude thermique:** [6]

\* Charge de la variation de la température et du retrait ( $\Delta T_{\min}$  et  $\Delta T_{\max}$ ):

Suivant l'article A.3.1.3.3 et l'article B 5.1 du DTR BC 2-41 (CBA 93), le règlement préconise pour des structures situées à l'aire libre et qu'elles dépassent une certaine longueur (25 mètres pour notre cas) une variation de température et un effet de retrait pour les éléments de construction.

La variation de température d'après ce dernier est de  $25^{\circ}\text{C}$  et  $-40^{\circ}\text{C}$  (pour le nord) (climat tempéré), et la déformation linéaire à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement compris entre  $+10^{\circ}\text{C}$  et  $+25^{\circ}\text{C}$ ).

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

Variations uniformes de température :

La variation uniforme de la température  $\Delta T$  pour une structure ou un élément structural donné est calculée comme la différence entre la température moyenne  $T$  en raison des températures climatiques (en hiver ou en été) et la température  $T_0$  à l'instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage.

La variation de température prise dans le calcul:

Pour notre cas on a un bloc, à wilaya du tell donc les variations de température à prendre en compte sont comme décrites dans le tableau :

Zone thermique	$T_{\max} - T_0$	$T_{\min} - T_0$	Température de calcul $\Delta T$
En Algérie du Nord (climat tempéré) : $35^{\circ}\text{C}$ et $-15^{\circ}\text{C}$	Cas 1 : $\Delta T = (+35 - (+10))^{\circ}\text{C} = +25^{\circ}\text{C}$ Cas 2 : $\Delta T = (+35 - (+25)) = +10^{\circ}\text{C}$	Cas 3 : $\Delta T = (-15 - (+10)) = -25^{\circ}\text{C}$ Cas 4 : $\Delta T = (-15 - (+25)) = -40^{\circ}\text{C}$	$\Delta T_{u1} = +25^{\circ}\text{C}$ $\Delta T_{u2} = -40^{\circ}\text{C}$

**1. Effet du retrait:**

À défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre:

**Tableau V.31:** Tableau choix température uniforme.

Nature du climat	zone	Raccourcissement unitaire du au retrait	Equivalent en température uniforme
<b>Climat humide</b>	<b>Zone A</b>	<b>-2 x 10<sup>-4</sup></b>	<b>-20 C</b>
Climat tempéré sec	Zone B	-3 x 10 <sup>-4</sup>	-30 C
Climat chaud et sec	Zone B', C, D1	-4 x 10 <sup>-4</sup>	-40 C
Climat très sec ou désertique	Zone D2, D3	-5 x 10 <sup>-4</sup>	-50 C

Donc comme conclusion, la variation de température et le retrait présent dans le calcul sont comme décrites dans le tableau suivant:

**Tableau V.32:** Tableau température de calcul y compris effet de retrait.

Zone climatique	Raccourci ment unitaire du au retrait	Equivalente en température uniforme	Température de calcul y compris effet de retrait
Zone A (climat humide)	-2 x 10 <sup>-4</sup>	-20 C T <sub>1</sub> =+25 C , T <sub>2</sub> =(-40-20) C	ΔT <sub>u1</sub> (+)= +25 C ΔT <sub>u1</sub> (-)= -60 C

ΔT<sub>min</sub> = -60 °C  
 ΔT<sub>max</sub> = +25 °C

**Remarque:**

Les valeurs de la variation de la température seront divisées par trois vu que le module de déformation sur logiciel robot et le module de déformation instantané alors que la température et le retrait sont introduit avec un module de déformation différé.

Donc on aura:

ΔT<sub>min</sub> = -60/3 = -20 °C

ΔT<sub>max</sub> = +25/3 = +11,66 °C

\* prise en compte du cas de léger dépassement:

-Suivant x-x :

l ≥ 1.25l<sub>max</sub> ==> 29.58 ≥ 37.5

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

1.35G+1.5Q+0.8(T-) (-20 C) :

**Tableau V.33:** Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique)

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	P <sup>corr</sup> (kn)	M <sup>max</sup> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>ness</sup> (cm <sup>2</sup> )
PS 30x35	Travée	-1,78	18,33	0	1,39	6	3T16+3T14
	appuis	-2,850	-21,02	0	1,6	6	3T16+3T14

1.35G+1.5Q+0.8(T+) (+11.66C)

**Tableau V.34:** Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique)

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	P <sup>corr</sup> (kn)	M <sup>max</sup> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>ness</sup> (cm <sup>2</sup> )
PS 30x35	Travée	-4,62	30,63	0	2.4	6	3T16+3T14
	appuis	0,89	-44,48	0	3.4	6	3T16+3T14

1.35G+Q+1.35(T-) (-20C)

**Tableau V.35:** Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique)

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	P <sup>corr</sup> (kn)	M <sup>max</sup> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>ness</sup> (cm <sup>2</sup> )
PS 30x35	Travée	-3,04	24,66	0	1.91	6	3T16+3T14
	appuis	2,26	-19,28	0	1.41	6	3T16+3T14

1.35G+Q+1.35(T+) (+11.66C)

**Tableau V.36:** Ferrailage des poutres non porteuses (Etude thermique)

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	P <sup>corr</sup> (kn)	M <sup>max</sup> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>mi</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>ness</sup> (cm <sup>2</sup> )
PS 30x35	Travée	-5,04	31,38	0	2.43	6	3T16+3T14
	appuis	-0,057	-51,52	0	3.98	6	3T16+3T14

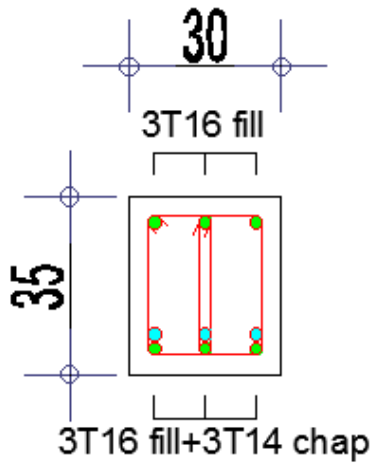
**Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.37:** Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Sections (cm <sup>2</sup> )		N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
30x35	appuis	-0,54	-30,75	107,7	250	vérifié
	Travée	-2,98	18,3839	65,1	250	vérifié

# TRAVEE



# APPUIS

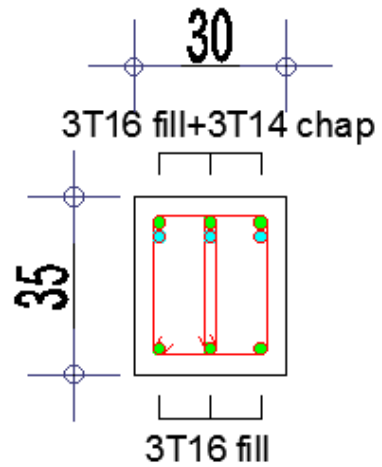
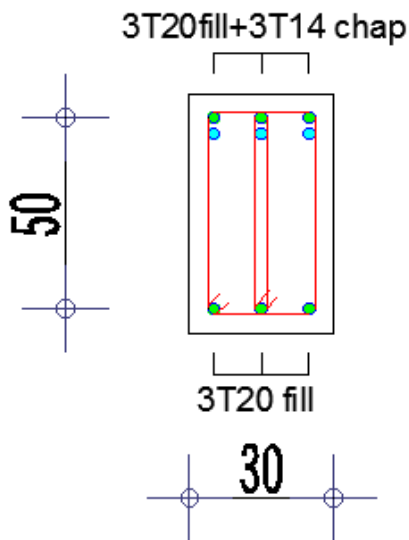


Figure V.3: Schéma de ferrailages des Poutres 30x35.

# APPUIS



# TRAVEE

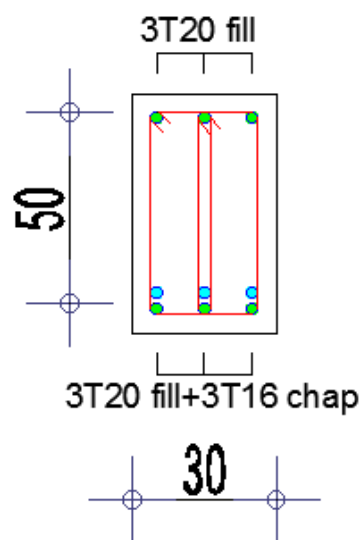


Figure V.3: Schéma de ferrailages des Poutres 30x50.



## V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

### V.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) ,a leur jonction avec les planchers (chaînages) et a 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.

#### V.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 :

$\sigma_1, \sigma_2$  : 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 :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u, d = 0.9l$$

$V_u$  : 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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.15} = 22.17 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification :  $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

**e. vérification de contraint de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2 f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification :  $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

**V.4.2.1. Exemple de calcul (voile VX1) :**

Soit le voile de longueur  $L = 2.6$  m,  $a = 0,2$  m (épaisseur)  $S = 0.56\text{m}^2$

$N = -3388,72$  KN ;  $M = 5004,58$  KN.m ;  $V_u = 1394,98$ KN

**a. Armature verticales :**

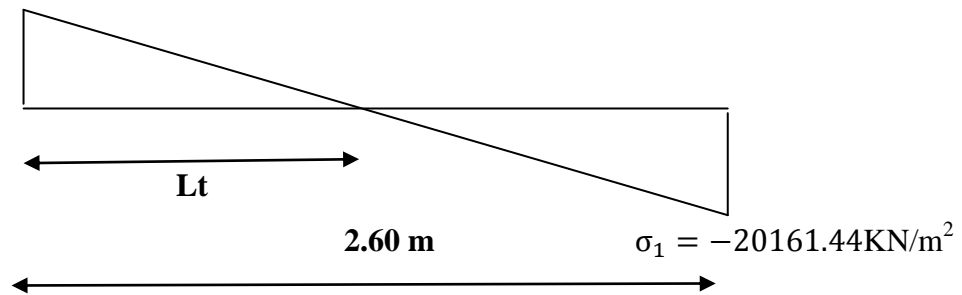
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-3388.72}{0.56} - \frac{6*5004.58}{0.2*2.6^2} \\ \sigma_2 = \frac{-3388.72}{0.56} + \frac{6*5004.58}{0.2*2.6^2} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = -20161.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 10479.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 10479.12 \text{ KN/m}^2$$



$$L_T = \frac{L}{\left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| + 1} = 0.96 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_2 * l_t * e}{2} = 1254.91 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad A_V = \frac{F_T}{f_e} = \frac{1254.91 * 10^3}{500 * 10} = 25.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.2\% * e * l_t = 3.84 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :  $2*7T16 \Rightarrow A_s = 28.14 \text{ cm}^2$

Vérification d'espacement:  $esp = \frac{96}{7} = 13.54 \text{ cm}$

$S_t \leq (1.5a, 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm} \Rightarrow$  vérifier

**b. armature horizontal :**

$$\bar{V} = 1.4V_u = 1952,972 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d} = \frac{1952.97}{0.2(0.9 \times 2.6)} = 4.17 \text{ Mpa}$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot s_t}{0.8(0.8)f_e} = \frac{4,17 \times 200 \times 150}{0.8(500 \times 0.8)} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3}(A_v) = \frac{2}{3}(28.14) = 18,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 2.6 = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max\{A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin}\} = 18.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 22T10 = 34.32 \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

**c. armature de joint de bétonnage :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u \implies \bar{V} = 1952,972 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1952,972 \times 10^3}{500} = 42,96 \text{ cm}^2$$

$A_{vj} = 42.96 \text{ cm}^2 \implies$  cette quantité d acier sera ajouté le long des joint de reprise de coulage

**d. vérification de contraint de compression :**

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 20.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 22.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**e. vérification de la contraint de cisaillement :**

$$\tau_u = 4.17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 6 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zone I : RDC+1<sup>er</sup>+2<sup>eme</sup> étage

Zone II : 3<sup>eme</sup>+4<sup>eme</sup>+5<sup>eme</sup> étage.

Zone III : 6<sup>eme</sup> +7<sup>eme</sup> +8<sup>eme</sup> étage.

## 1. Armateur vertical :

- Voiles (VX1/VX2/VY3) :  $L= 2.60 \text{ m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

Tableau.38: Calcul des armatures vertical VX1/VX2/VY3

Zone	N(KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt (m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-3388,72	5004,58	-20161,19	10479,12	0,96	1254,37	25,09	2*7T16	15	28,14
II	-672,29	1476,63	-7845,97	5260,25	1,04	548,92	10,98	2*6T12	15	13,56
III	-408,06	692,89	-3859,69	2290,22	0,97	221,75	4,43	2*6T12	15	13,56

- Voiles (VX3/VX4) :  $L= 2.30 \text{ m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

Tableau. V39 : Calcul des armatures vertical VX3/VX4

Zone	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt (m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-4604,75	2336,76	-21262,28	3241,64	0,28	91,19	1,82	2*2T12	15	2,26
II	-1708,79	922,84	-8948,22	1518,72	0,33	50,68	1,01	2*2T12	15	2,26
III	-1019,41	417,18	-4581,95	149,73	0,07	1,09	0,02	2*2T12	15	2,26

- Voiles (VY1) :  $L= 3.80 \text{ m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

Tableau. V40 : Calcul des armatures vertical VY1

Zone	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-2424,47	9152,50	-22104,99	15824,80	1,58	2502,28	50,05	2*13T16	12	52,26
II	-350,72	3056,61	-6811,77	5888,81	1,76	1037,57	20,75	2*11T12	15	24,86
III	-1087,37	1264,50	-4057,82	1196,32	0,87	103,51	2,07	2*6T12	15	13,56

- Voiles (VY4/VY5) :  $L= 1.40 \text{ m}$  ;  $e= 0.2\text{m}$

Tableau. V41 : Calcul des armatures vertical VY4/VY5

Zone	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-914,41	592,47	-12334,19	5802,68	0,45	259,91	5,20	2*3T12	15	6,78
II	-886,26	312,04	-7941,39	1610,93	0,24	38,03	0,76	2*3T12	15	6,78
III	-467,79	210,07	-4885,99	1544,65	0,34	51,94	1,04	2*3T12	15	6,78

- Voiles (VY2) : L= 4.8m ; e= 0.2m

**Tableau. V42 : Calcul des armatures vertical VY2**

Zone	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lt(m)	FT (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	-862,85	7776,61	-11024,59	9226,99	2,19	2017,91	40,36	2*14T14	15	43,12
II	-601,05	3435,20	-5099,01	3846,83	2,06	794,01	15,88	2*13T12	15	29,38
III	-914,81	1143,61	-2442,00	536,14	0,86	46,33	0,93	2*5T12	15	11,30

**2. Armatures de joint de bétonnage :**

**Tableau. V43 : Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1/VX2/VY3**

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	1394,98	1952,98	42,97	34T14	15	52,36
II	945,60	1323,84	29,12	24T12	20	29,38
III	602,49	843,48	18,56	34T12	20	29,38

**Tableau. V44 : Calcul des armatures de joint de bétonnage VX3/VX4**

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	722,94	1012,12	22,27	22T12	20	24,86
II	511,82	716,55	15,76	22T12	20	24,86
III	365,09	511,13	11,24	22T12	20	24,86

**Tableau. V45 : Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1**

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	A <sub>s</sub> adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	2173,97	3043,55	66,96	44T14	15	67,67
II	1144,41	1602,18	35,25	34T12	20	38,42
III	667,93	935,10	20,57	34T12	20	38,42

**Tableau. V46 :** Calcul des armatures de joint de bétonnage VY4/VY5

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	258,44	361,81	7,96	10T12	15	11,3
II	250,20	350,28	7,71	10T12	15	11,3
III	199,17	278,84	6,13	10T12	15	11,3

**Tableau. V47 :** Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	1395,67	1953,94	42,99	34T14	15	52,36
II	960,02	1344,03	29,57	24T12	20	29,38
III	604,01	845,61	18,60	34T12	20	29,38

**3. Armature horizontale :**

**Tableau. V48 :** Calcul des Armature horizontale VX1/VX2/VY3

Zone	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	3,91	18,85	7,80	18,85	2*22T10	15	34,32
II	2,65	9,09	7,80	9,09	2*22T10	15	34,32
III	1,69	9,09	7,80	9,09	2*22T10	15	34,32

**Tableau. V49 :** Calcul des Armature horizontale VX3/VX4

Zone	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm <sup>2</sup> )
I	2,29	1,51	6,90	6,90	2*22T10	15	34,32
II	1,62	1,51	6,90	6,90	2*22T10	15	34,32
III	1,16	1,51	6,90	6,90	2*22T10	15	34,32



**Tableau. V50:** 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	4,17	35,01	11,40	35,01	2*24T10	15	37,44
II	2,20	16,66	11,40	16,66	2*22T10	15	34,32
III	1,28	9,09	11,40	11,40	2*22T10	15	34,32

**Tableau. V51:** Calcul des Armature horizontale VY4/VY5

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	1,35	4,54	4,20	4,54	2*22T10	15	34,32
II	1,30	4,54	4,20	4,54	2*22T10	15	34,32
III	1,04	4,54	4,20	4,54	2*22T10	15	34,32

**Tableau. V52 :** 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	2,12	28,89	14,40	28,89	2*22T10	15	34,32
II	1,46	19,68	14,40	19,68	2*22T10	15	34,32
III	0,92	7,57	14,40	14,40	2*22T10	15	34,32

**4. Vérification des contraint de compression et cisaillement :**

**Tableau. V53:** Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1/VX2/VY3

Zone	$\delta c$	$\delta bc$	Obs	$\tau u$	$\tau ub$	Obs
I	20,16	22,17	vérifier	4,17	6	vérifier
II	7,85	22,17	vérifier	2,83	6	vérifier
III	3,86	22,17	vérifier	1,80	6	vérifier

**Tableau. V54:**Vérification des contraint de compression et cisaillement **VX3/VX4**

<b>Zone</b>	<b><math>\delta c</math></b>	<b><math>\delta bc</math></b>	<b>Obs</b>	<b><math>\tau u</math></b>	<b><math>\tau ub</math></b>	<b>Obs</b>
<b>I</b>	21,26	22,17	vérifier	2,44	6	vérifier
<b>II</b>	8,95	22,17	vérifier	1,73	6	vérifier
<b>III</b>	4,58	22,17	vérifier	1,23	6	vérifier

**Tableau. V55:**Vérification des contraint de compression et cisaillement **VY1**

<b>Zone</b>	<b><math>\delta c</math></b>	<b><math>\delta bc</math></b>	<b>Obs</b>	<b><math>\tau u</math></b>	<b><math>\tau ub</math></b>	<b>Obs</b>
<b>I</b>	22,10	22,17	vérifier	4,45	6	vérifier
<b>II</b>	6,81	22,17	vérifier	2,34	6	vérifier
<b>III</b>	4,06	22,17	vérifier	1,37	6	vérifier

**Tableau. V56:**Vérification des contraint de compression et cisaillement **VY4/VY5**

<b>Zone</b>	<b><math>\delta c</math></b>	<b><math>\delta bc</math></b>	<b>Obs</b>	<b><math>\tau u</math></b>	<b><math>\tau ub</math></b>	<b>Obs</b>
<b>I</b>	12,33	22,17	vérifier	1,44	6	vérifier
<b>II</b>	7,94	22,17	vérifier	1,39	6	vérifier
<b>III</b>	4,89	22,17	vérifier	1,11	6	vérifier

**Tableau. V57:**Vérification des contraint de compression et cisaillement **VY2**

<b>Zone</b>	<b><math>\delta c</math></b>	<b><math>\delta bc</math></b>	<b>Obs</b>	<b><math>\tau u</math></b>	<b><math>\tau ub</math></b>	<b>Obs</b>
<b>I</b>	11,02	22,17	vérifier	2,26	6	vérifier
<b>II</b>	5,10	22,17	vérifier	1,56	6	vérifier
<b>III</b>	2,44	22,17	vérifier	0,98	6	vérifier

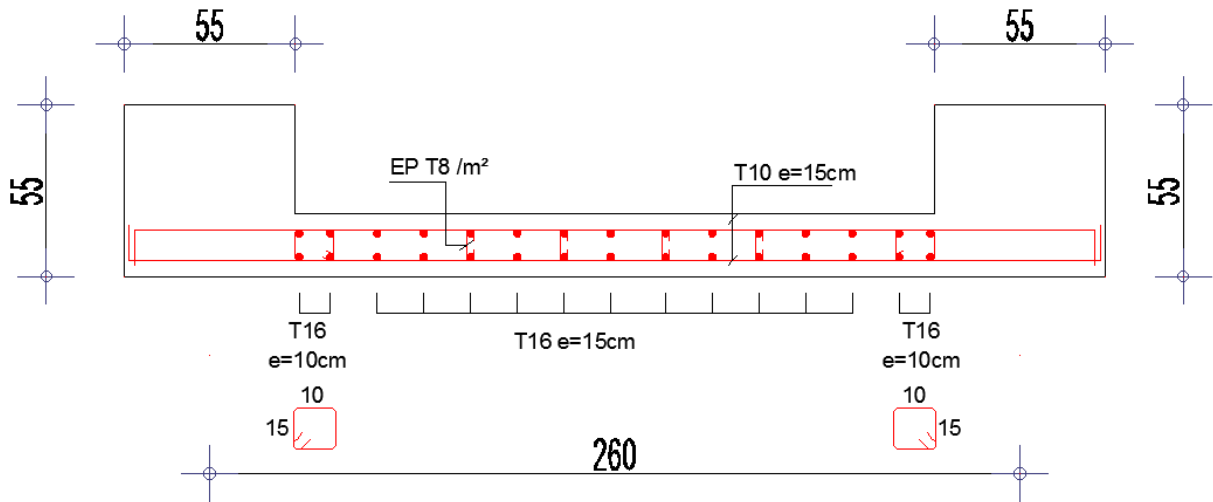


Figure V.5: Schéma exemple de ferrailages voiles VX1/VX2/VY3 Zone I

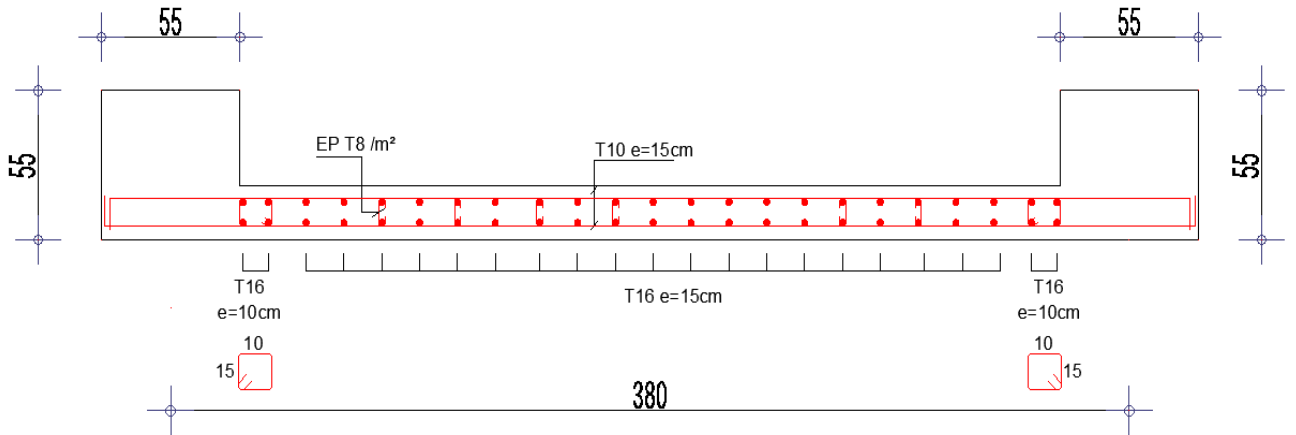


Figure V.6: Schéma exemple de ferrailages voiles VY1 Zone I

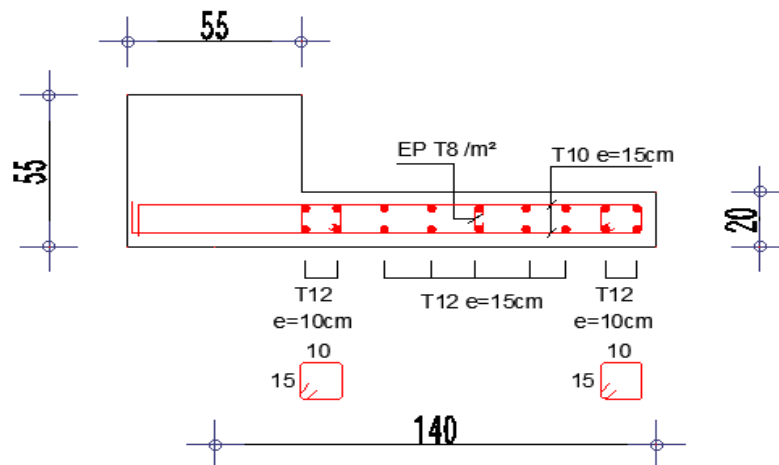


Figure V.7: Schéma exemple de ferrailages voiles VY4/VY5 Zone I

CHAPITRE VI

*ETUDE DE L'INFRA  
STRUCTURE*

**VI.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).

**VI.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.

**VI.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 = 2,75 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

**VI.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 supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

**VI.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 données 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 :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

**VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:****VI.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 :  $A = B = \sqrt{S}$

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol}=2,75$  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 :

$$N_{\text{sous sol}} = 1951,05 \text{ KN}$$

$$D'où S \geq \frac{1951,05}{275} \Rightarrow S = 7,09 \text{ m}^2$$

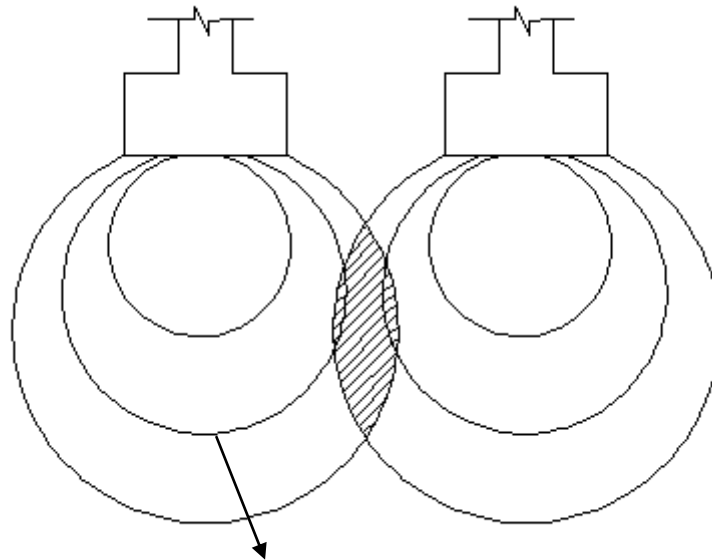
$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{7,09} = 2,66 \Rightarrow B = 3 \text{ m}$$

**Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 3,92 \text{ m} < 1,5xB = 4,5 \text{ m} \dots\dots$  non vérifié



Risque de cisaillement du sol

**Figure VI.1 :** l'effet de cisaillement du sol.

**Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des bulbes de pression qui peut provoquer un cisaillement du sol, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VI.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:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

**Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes**

Files	N(kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S(m <sup>2</sup> )
1	11997,62	28,91	1,51	1,60	46,26
2	2275,84	6,00	1,38	1,60	9,60
3	10637,93	24,73	1,56	1,60	39,57
4	3208,71	9,63	1,21	1,30	12,52
5	4687,47	13,33	1,28	1,30	17,33
6	4473,09	10,18	1,60	1,60	16,29
7	2591,86	7,02	1,34	1,60	11,23
9	4584,64	11,13	1,50	1,60	17,81
10	9529,67	29,76	1,16	1,20	35,71
A	8759,05	29,95	1,06	1,20	35,94
S total =					242,25



➤ **Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{Ss}{Sb} < 50\%$

$Ss=242,25m^2 \Rightarrow, \sigma_{sol}=2,75 \text{ bar} \Rightarrow$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface

S bâtiment = 494.88 m<sup>2</sup> (calculer par AUTOCAD)

$\frac{Ss}{Sb} = \frac{242,25}{494,88} = 48,95\% > 50\%$  Vérifier.

**VI.6.3.Pré dimensionnement de la semelle filante :****a) Dalle :**➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$ )

On prend  $h = 25 \text{ cm}$

$$ht = \frac{B - b}{4} + 5\text{cm}$$

$$ht = \frac{160 - 55}{4} + 5\text{cm} = 31.25 \text{ cm} \approx 35\text{cm}$$

**Tableau VI.2 :** Les dimensions de la dalle des semelles filantes

<b>B(m)</b>	<b>h<sub>t</sub>(cm)</b>
1,60	35
1,30	25
1,20	25

**b) 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.

Bn : largeur de la nervure ; bsf : 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 :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  pour un très mauvais sol.

- $K=4$  [kg/cm<sup>3</sup>] → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$  [kg/cm<sup>3</sup>] → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4$  [kg/cm<sup>3</sup>].

$$le = \sqrt[4]{\frac{4xE\xi l}{Kxbsf}}$$

$$b_n = 55 \text{ cm} ; b_{sf} = 1,6 \text{ m} ; E = 11000 \times 30^{1/3} = 34179.55 \text{ Mpa} ; K = 40 \text{ MN/m}^3$$

$$L_{max}=4.95\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48xKxbsfxl^4}{E\xi b_n x \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48x0.04x1600x4950^4}{34179.155x550x500x\pi^4}} = 1,02 \approx 1.10\text{m}$$

**Tableau VI.3 :** Les dimensions de la dalle des semelles filantes

Filles	bsf	ht	bn	hn choix
	(m)	(cm)	(cm)	(m)
1/2/3/6/7/9	1,60	35	55	1.10
4/5	1,30	25	55	1.10
10/A	1,20	25	55	1.10

**VI.6.3.1. Vérification de la stabilité:**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts 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.

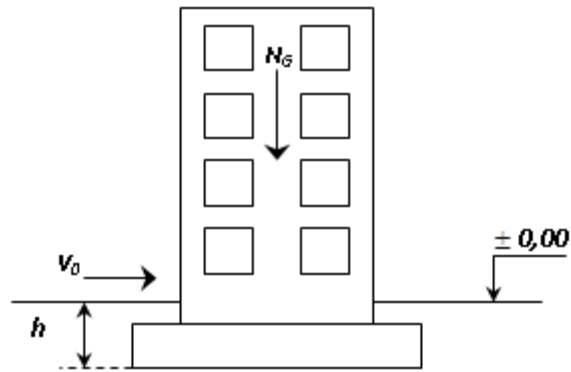
$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : 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.



**Figure VI.2:** Schéma statique du bâtiment.

Position de centre de gravité :  $x_G(m) = 18,71m$ ,  $y_G(m) = 15,57m$

**Sens x-x :**

$M_0 = 127487,66 \text{ kN.m}$ ;  $V_0 = 5625,06 \text{ kN}$ ;  $h = 3,23 + 1,10 = 4,33 \text{ m}$ .

Donc:  $M_R = 151844,17 \text{ kN.m}$

Avec :

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

$N_{G1}$ : Poids propre de la structure.

$N_{G2}$ : Poids propre de la semelle filent.

A.N:

$$N_G = 46066,62 + 1865,96 = 47932,58 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 896818,48 \text{ N.m}$$

$$M_s/M_r = 5,81 > 1,5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Sens-y-y :**

$M_0 = 90870,77 \text{ KN.m}$  ;  $V_0 = 5694,83 \text{ kN}$  ;  $h = 4,33 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 115529,38 \text{ kN.m}$

$$M_s = N \cdot y_G = 746310,19 \text{ KN.m}$$

$$M_s/M_r = 6,45 > 1,5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **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.

## VI.6.3.2. Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante:

Tableau VI.4 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes

Fille	P	L	B	S <sub>r</sub>	σ	σ	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	
1	11997,62	28,91	1,60	46,26	259,37	275	vérifier
2	2275,84	6,00	1,60	9,60	237,07	275	vérifier
3	10637,93	24,73	1,60	39,57	268,85	275	vérifier
4	3208,71	9,63	1,30	12,52	256,31	275	vérifier
5	4687,47	13,33	1,30	17,33	270,50	275	vérifier
6	4473,09	10,18	1,60	16,29	274,62	275	vérifier
7	2591,86	7,02	1,60	11,23	230,76	275	vérifier
9	4584,64	11,13	1,60	17,81	257,45	275	vérifier
10	9529,67	29,76	1,20	35,71	266,85	275	vérifier
A	8759,05	29,95	1,20	35,94	243,71	275	vérifier

## VI.6.3.3 Ferrailage Des Semelles Filantes:

## 1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

P<sub>u</sub> : L'effort normal repart à l'ELU.

- Exemple de calcul : Fille 6 plus défavorable pour B=1,6 m

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{537,28(1,6 - 0,55)}{8 \times 0,35 \times 0,9 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 5,14 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1600 \times 350 \times 0,9 \times 2,4}{500} = 5,79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 5,79 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 2,71 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}12 \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

- Exemple de calcul : Fille 5 plus défavorable pour B=1,3 m

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{483,21 \times (1,3 - 0,55)}{8 \times 0,25 \times 0,9 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 4,62 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1300 \times 250 \times 0,9 \times 2,4}{500} = 3,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 1,83 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}12 \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

- Exemple de calcul : File 10 plus défavorable pour B=1,2 m

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8x d x \delta_s} = \frac{442.11 \times (1,2 - 0,55)}{8 \times 0,25 \times 0,9 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 3,67 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1200 \times 250 \times 0,9 \times 2,4}{500} = 2,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 3,67 \text{ cm}^2 \text{ Choisie : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 1,83 \Rightarrow \text{choisie } 4\text{HA}12 \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

## 2. Ferrailage des nervures :

### a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

$$\text{On a } M_0 = \frac{QL^2}{8}, L=4,20 \text{ m}, Q=537,28 \text{ KN/m } M_u = 1148,69 \text{ KN.m}$$

- En travée :  $M_t = 0,85 M_0$

- Sur appuis :  $M_a = 0,50 M_0$

### b. Calcul des armatures :

b = 55cm; h = 110cm; d = 99cm

**Tableau VI.5:** Ferrailage des nervures.

	$M_u$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1006,98	22,54	5T20+5T20	31,4
<b>Appuis</b>	592,34	12,98	5T16+5T16	20,1

### c. Vérifications nécessaires :

- Vérification des contraintes à l'E.L. S :

$$Q=439,40 \text{ KN/m } M_u = 989,87 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI.6:** Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
	<b>Travée</b>	823.54	6.78	18	248.65	250	vérifiée
	<b>Appuis</b>	484.43	5.11		238.58		vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{537,28 \times 4,2}{2} = 1128,28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1128,28 \times 10^3}{550 \times 990} = 2,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = 19,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \quad .$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \quad .$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm}$$

$f_c = 500 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 0,74 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$  ;  $b = 55 \text{ cm}$  ;  $d = 110 \text{ cm}$

On trouve :

- $S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3,9 \text{ cm}^2$$

**On prend : 6T10=4,74 cm<sup>2</sup>**

➤ **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 cm<sup>2</sup>**

NER 55X110  
TRAVEE

NER 55X110  
APPUIS

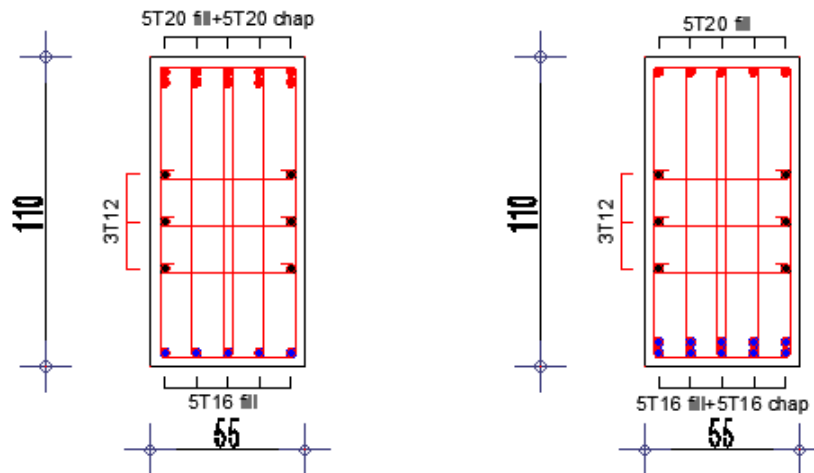


Figure VI.3: Schéma de ferrailage des nervures

S.F 1 35X160cm

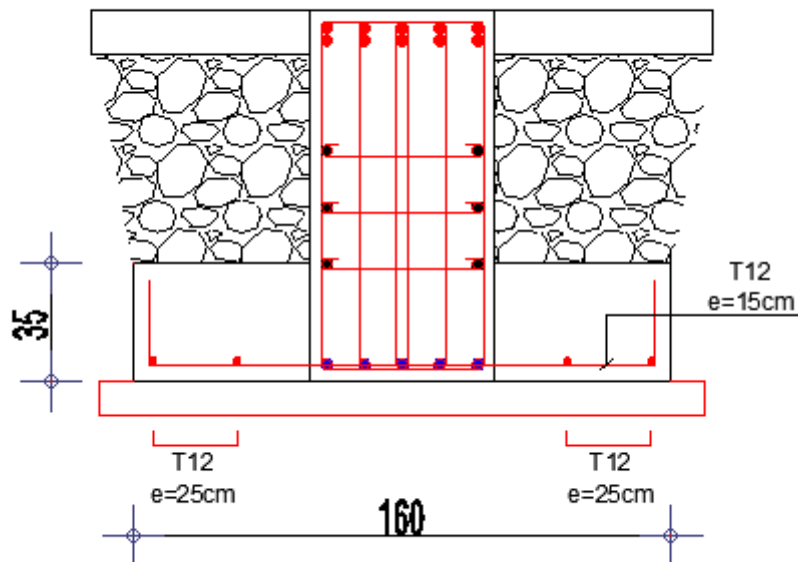


Figure VI.4: Schéma de ferrailage semelle filent 35X160

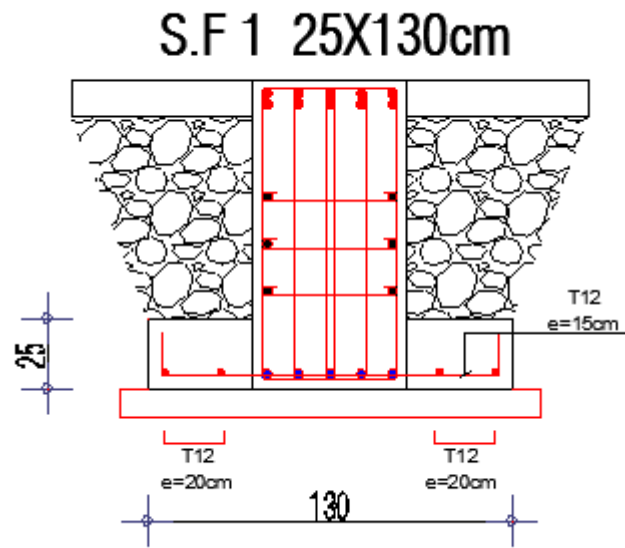


Figure VI.5: Schéma de ferrailage semelle filent 25X130

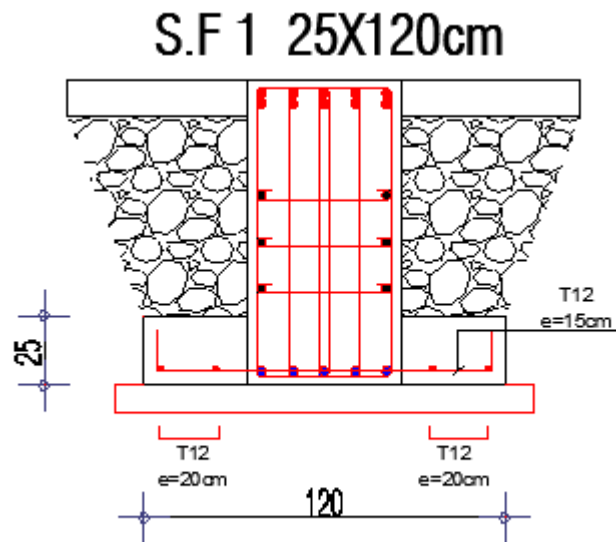


Figure VI.6: Schéma de ferrailage semelle filent 25X120



#### VI.6.4. Etude du Voile périphérique :

##### VI.6.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

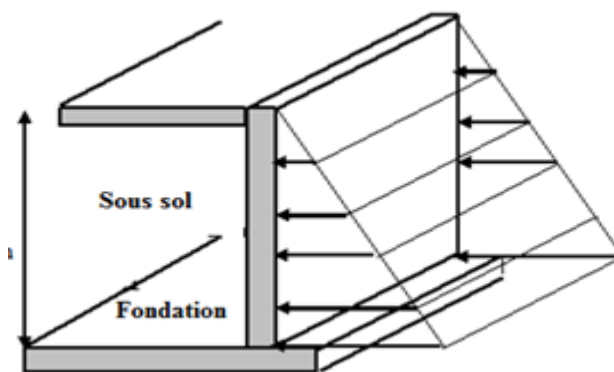


Figure VI.7: Evaluation des charges.

##### VI.6.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical)..
  - La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

##### VI.6.4.2. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = H - H_p = 3.23 - 0.35 = 2.88\text{m}$$

$$L_x = 2,88\text{m}; L_y = 6.15\text{m}; e = 20\text{cm}.$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ ).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 25^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.41$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = \boxed{23.61 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_u = 1.35 \times 33.95 = 31.88 \text{ KN/ml}$$

#### VI.6.4.3. Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $v$ .

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1022 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 27,02 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,75 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 22,95 \text{ kNm}.$$

$M_{ty}=0,85M_y=5.74 \text{ kNm}$ .

• **Moments sur appuis :**

$M_{ax}=0,5M_x= 13.51 \text{ kNm}$

Ferraillage du voile périphérique :

$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=0,9h=18 \text{ cm} ; f_c=500\text{MPa} ; f_{c28}=30\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa} ;$

$\sigma_s=435 \text{ MPa} ; F_{bc}=17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7:** Ferraillage voile périphérique du.

	Sens	$M_u$ (kNm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	22.95	3.09	7T12	7,91	15
	y-y	5,74	0.76	7T12	7,91	15
<b>Appuis</b>	x-x	13,51	1.8	7T12	7,91	15
	y-y					

Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$A_L \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

On adopte le ferraillage calculé.

Condition de Non Fragilité :

$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73\text{cm}^2$  La condition est vérifiée

Vérification à l'ELS :

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$\frac{L_x}{L_y} = 0.46 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,1051 \quad \mu_y = 0,3319$

$Q_{ser} = 23,61 \text{ kN/ml}$

$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 20.58 \text{ kNm}$

$M_y = \mu_y M_x = 6.83 \text{ kNm}$

• **Moment en travée**

$M_{tx}=0,85M_x=17.49 \text{ kN.m}$

$M_{ty}=0,85M_y=5.80 \text{ kN.m}$

- Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=10.29 \text{ kN.m}$$

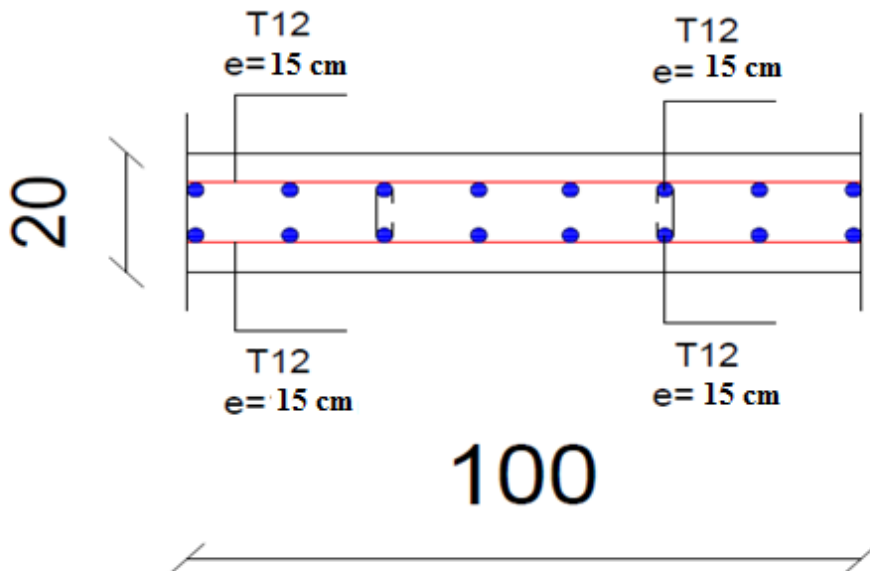
**b. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$  18MPa

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

**Tableau V I.8 :** Vérification des Contraintes à l'ELS.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	17.49	7,91	3,67	18	140,9	250	<b>Vérifiée</b>
	y-y	5.80	7,91	1,22	18	46,7	250	<b>Vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	x-x	10.29	7,91	2,16	18	82,9	250	<b>Vérifiée</b>
	y-y							



**Figure VI.8:** ferrailage du Voile Périphérique.

## **CONCLUSION GENERALE**

---

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 réglementation 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.

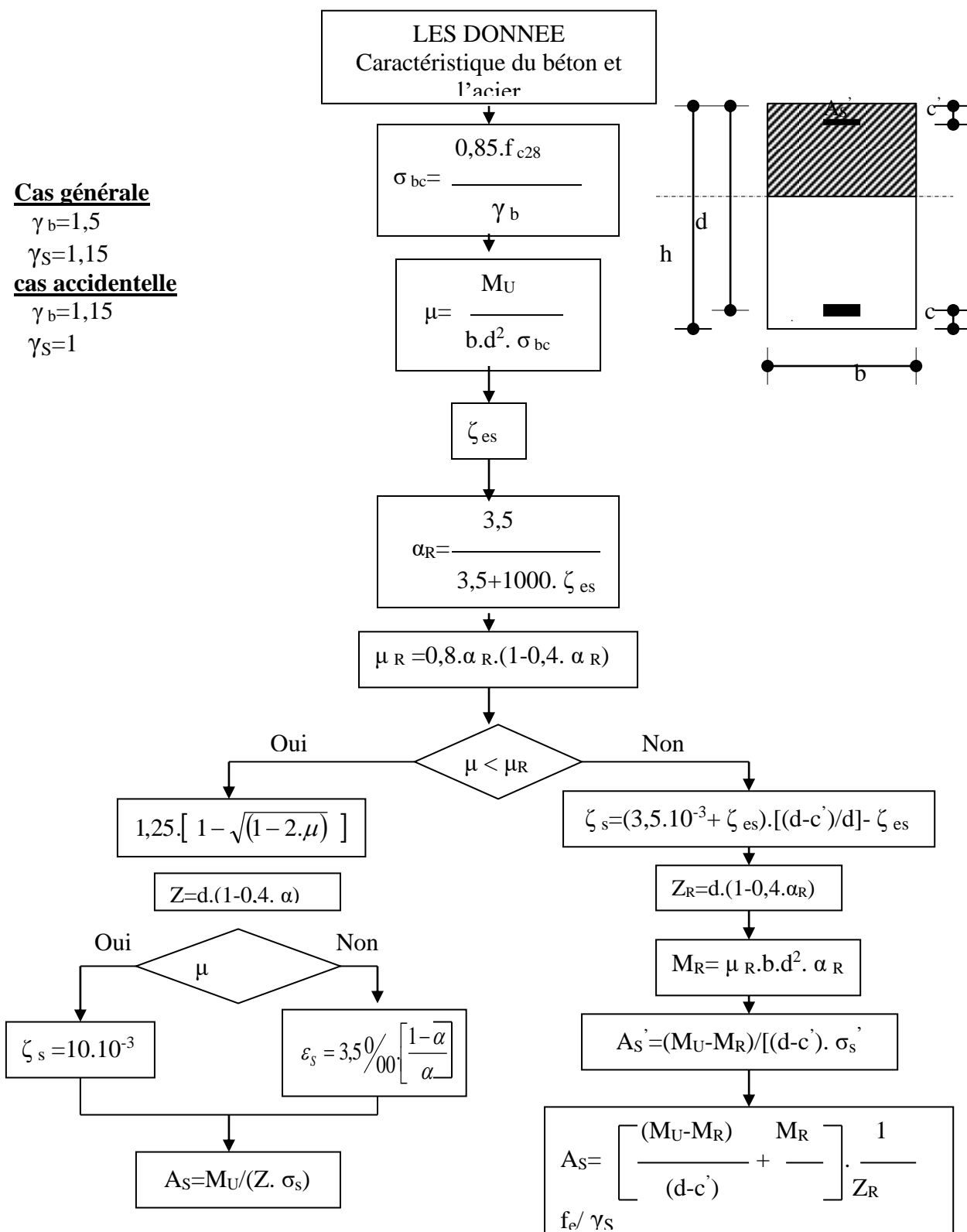
Les points importants tirés de cette étude sont :

- 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 maîtrise 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 charges prévenant de la structure, dans notre cas, une semelle filante 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.

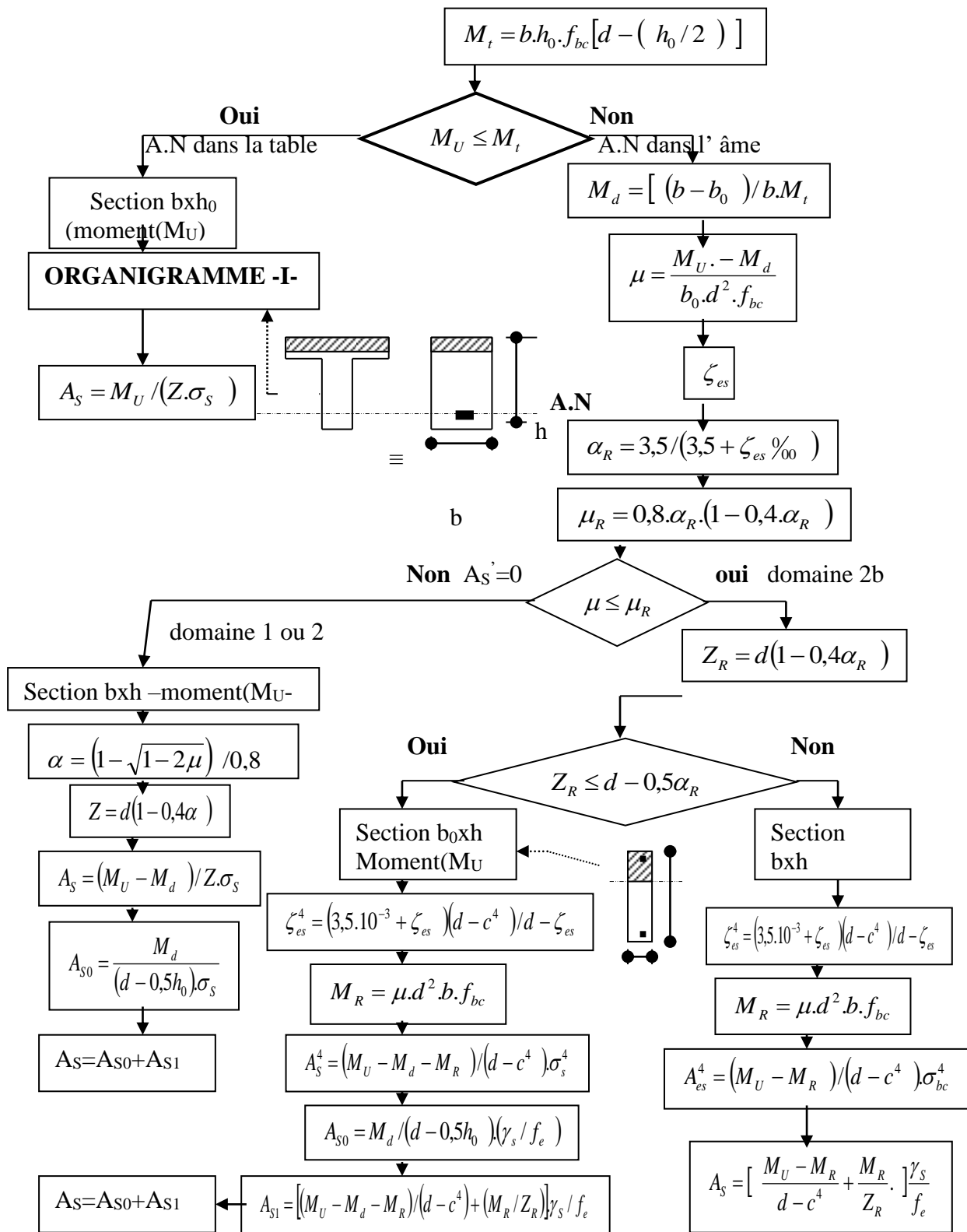
## REFERENCES

<b>D.T.R Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003</b>	<b>[1]</b>
<b>Règle de conception et de calcul des structures en béton armé D.T.R B.C 2-41 (CBA 93)</b>	<b>[2]</b>
<b>D.T BAEL 91 modifié 99</b>	<b>[3]</b>
<b>D.T.R B.C 2.2 Charges permnantes et Surcharges d'exploitation</b>	<b>[4]</b>
<b>calcul-a-La-Temperature-Et-Au-Retrait-Selon-CBA93-DR.Rafik-taleb-v1-2018-V2-2019</b>	<b>[6]</b>

**ORGANIGRAMME -I-**  
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

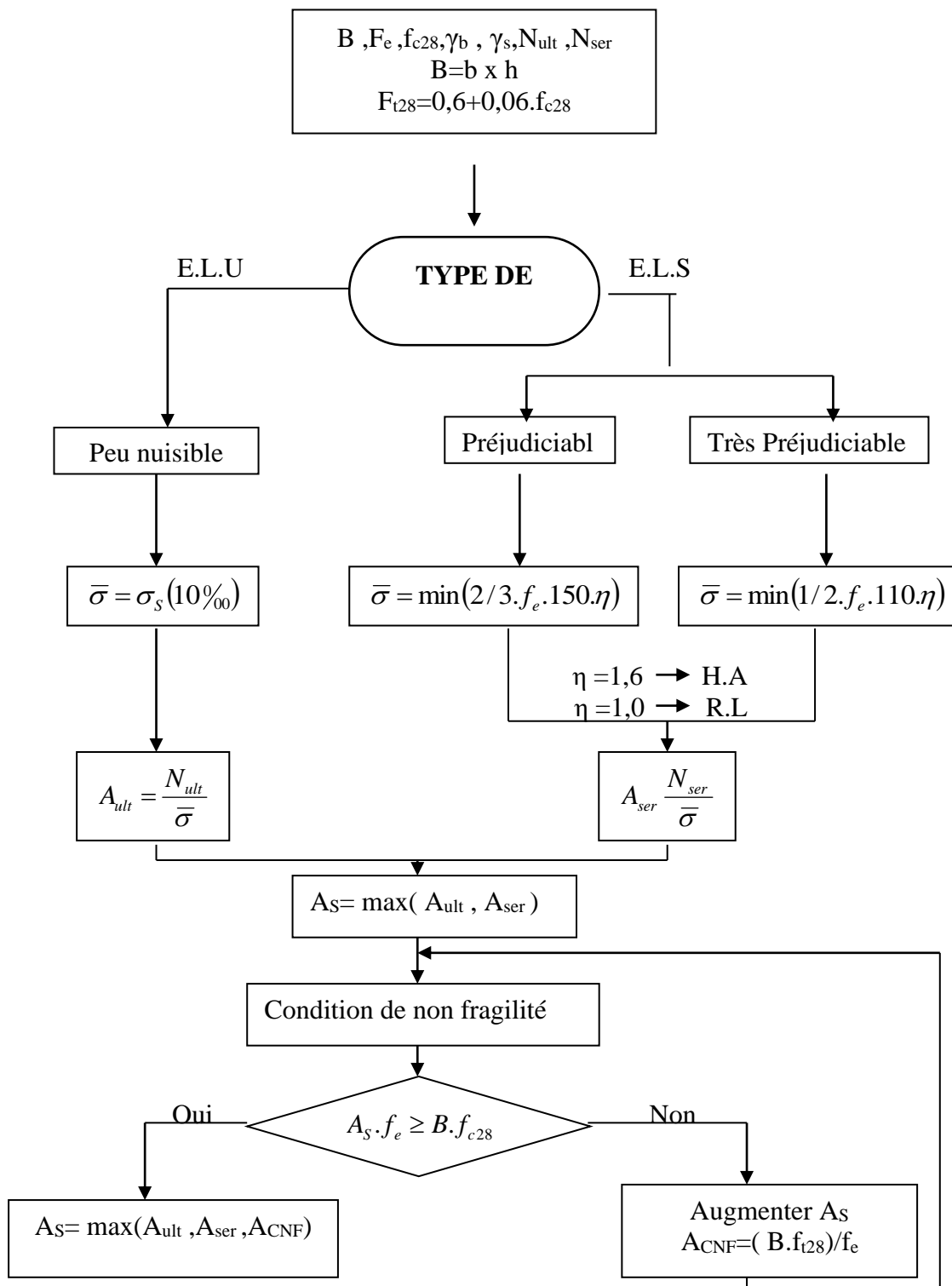


**ORGANIGRAMME -II-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

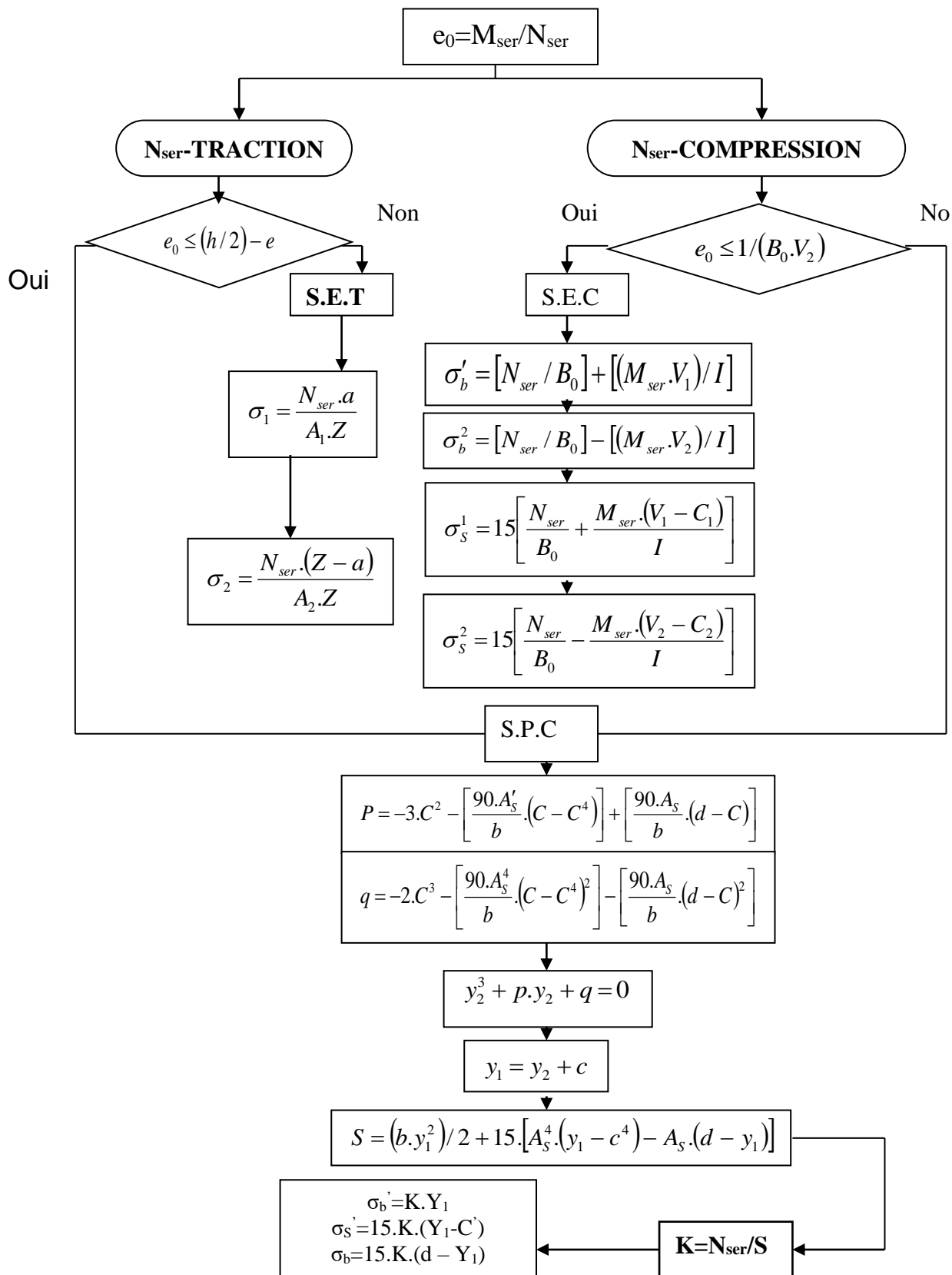




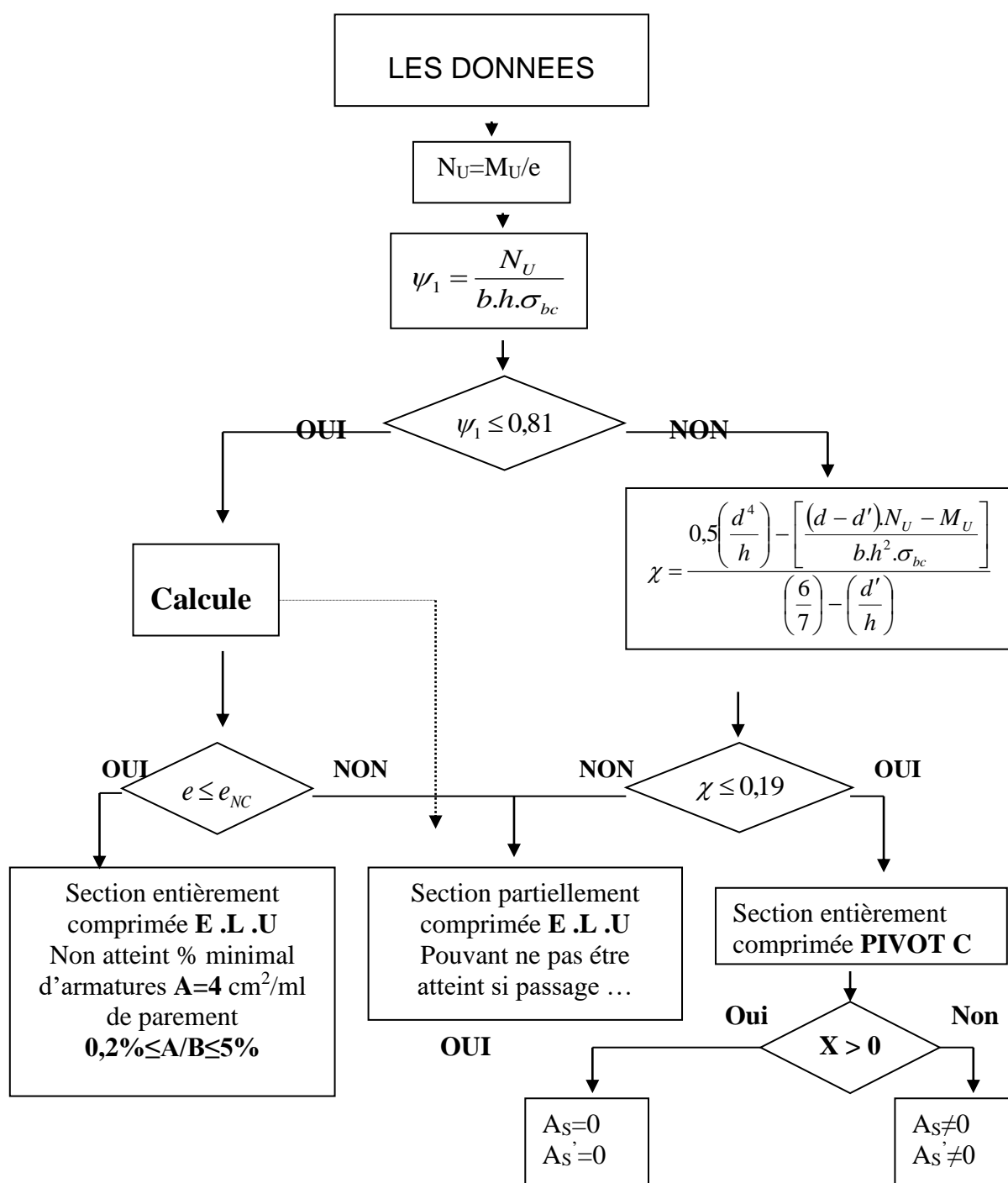
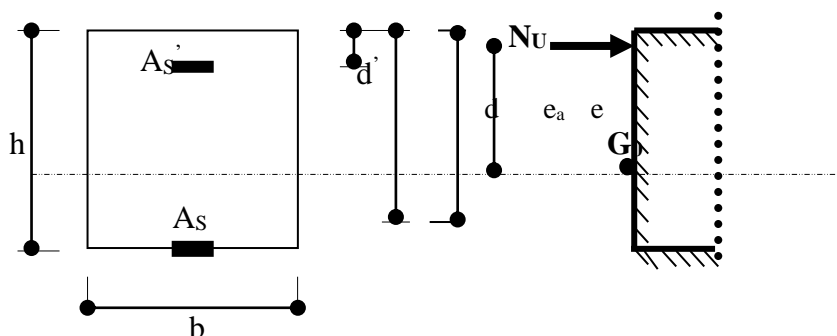
### ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



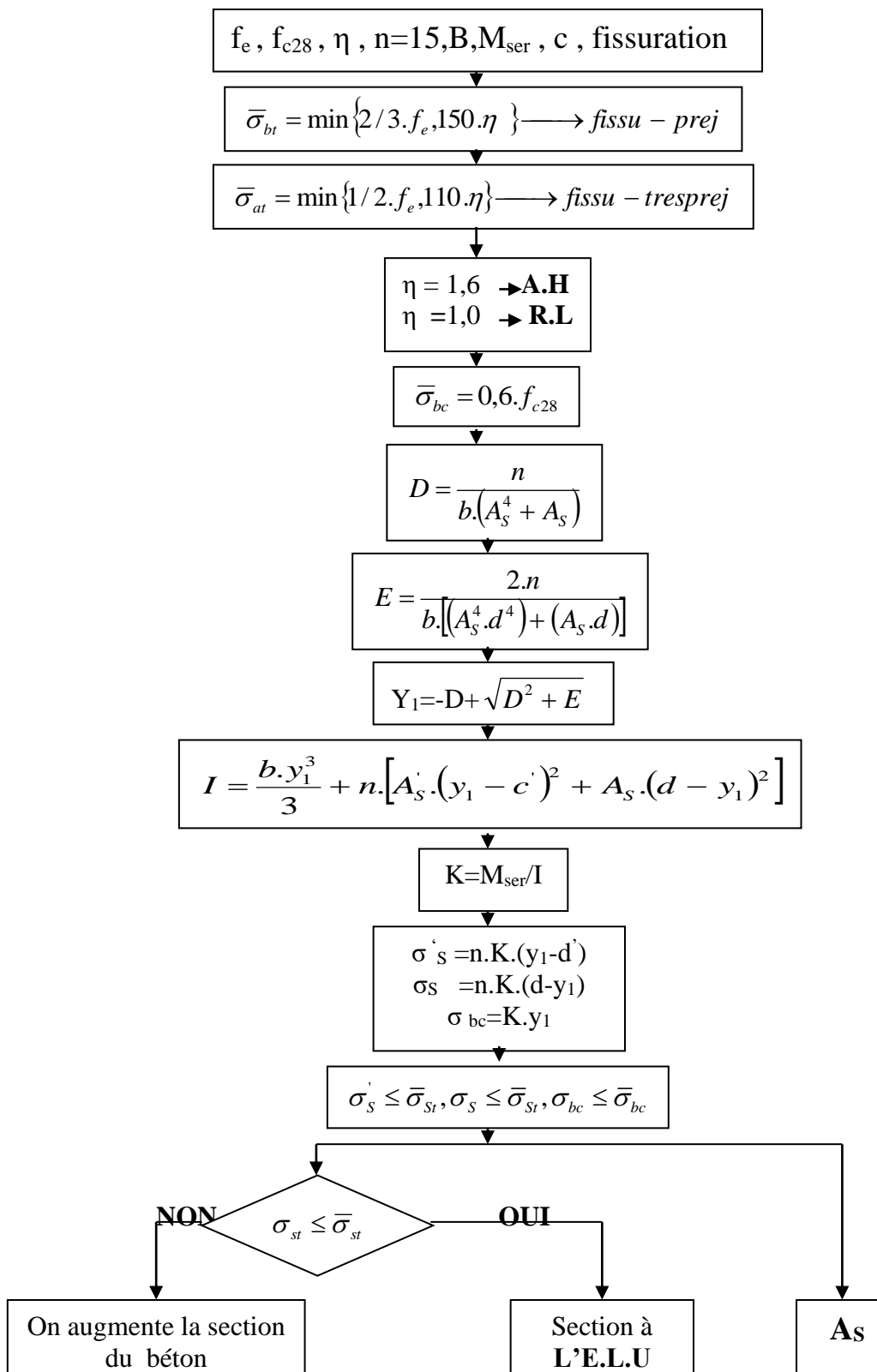
**ORGANIGRAMME-VI-  
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



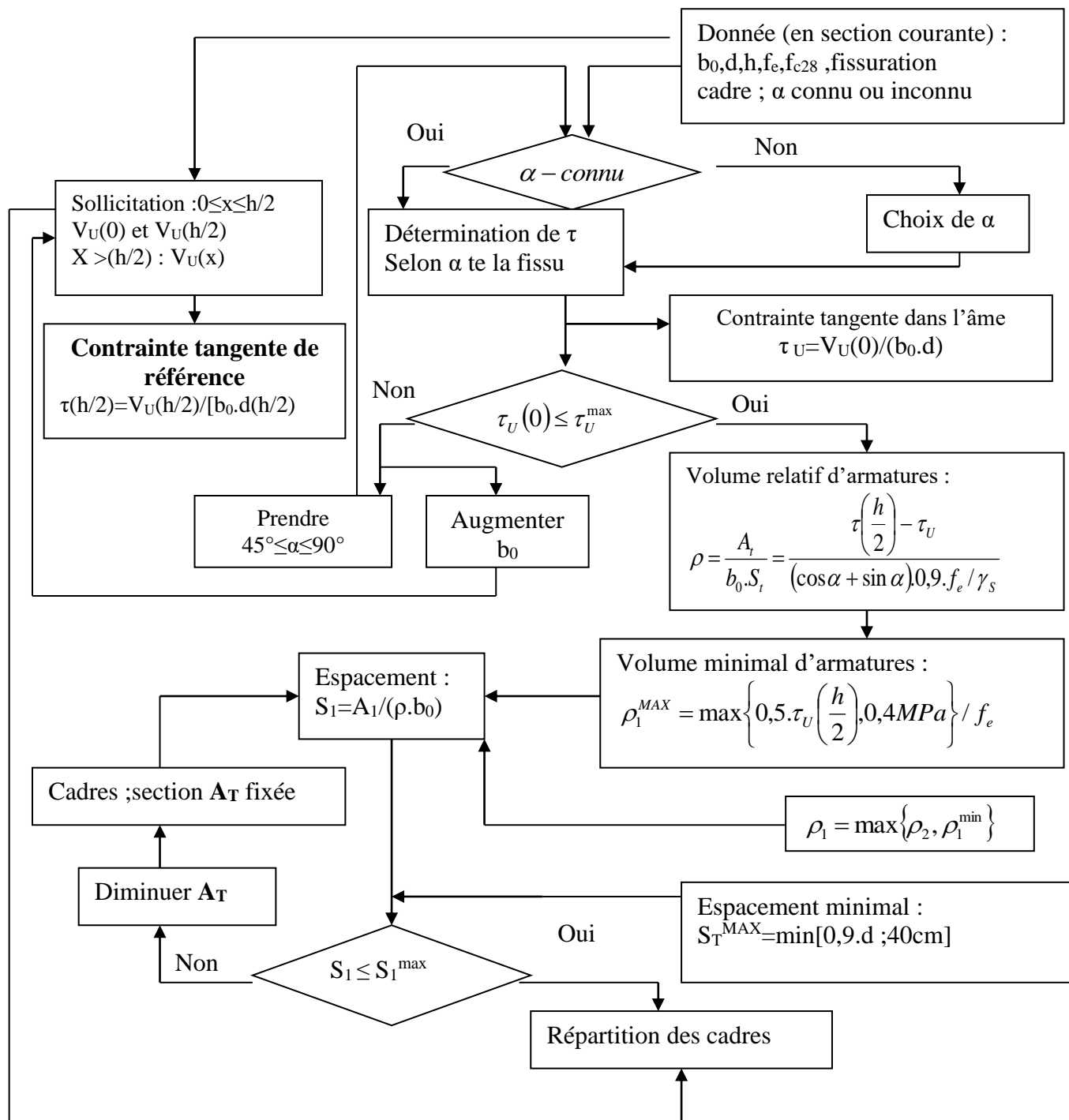
**ORGANIGRAMME -V-**  
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE**  
**A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



**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**



### V. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

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

$B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r = (a-2)(b-2)$ )  $\text{cm}^2$

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \dots \dots \text{poteau carrée}$$

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).

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

$B_r = (a-0,02)^2 [\text{m}^2]$ . ..... Poteau carré

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .

#### a. Calcul de l'effort normal pondéré

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol (ETABS) :  $N_{u(ss)} = 3414.14 \text{KN}$

#### b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carré  $B = 55 \times 55 \text{cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15.89$
- $\lambda = \frac{0.7 \times 3.23 \times 10^2}{15.89} = 14.22 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $B_r = (55-2)^2 = 2089 \text{ cm}^2$

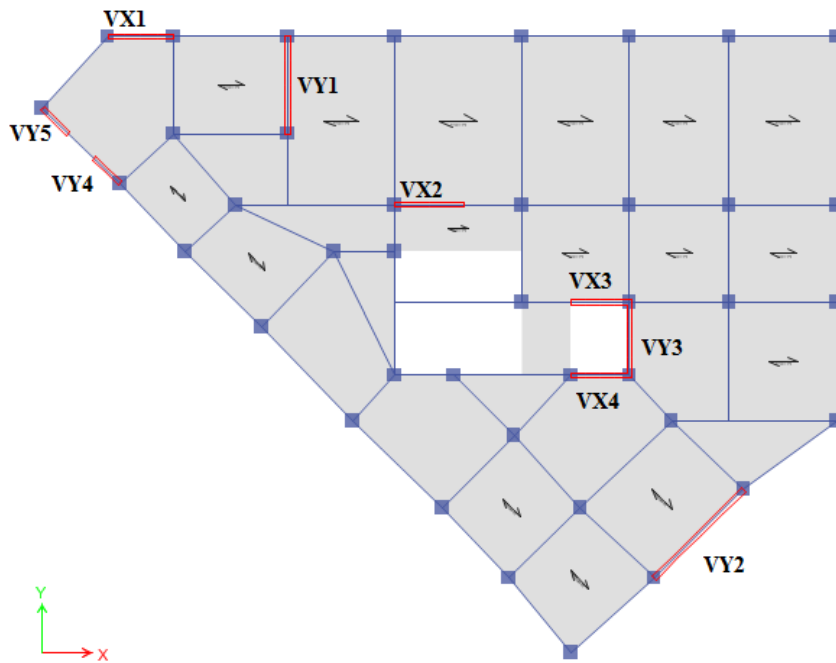
D'où :

$$A_s = -23,15 \text{ cm}^2 < 0$$

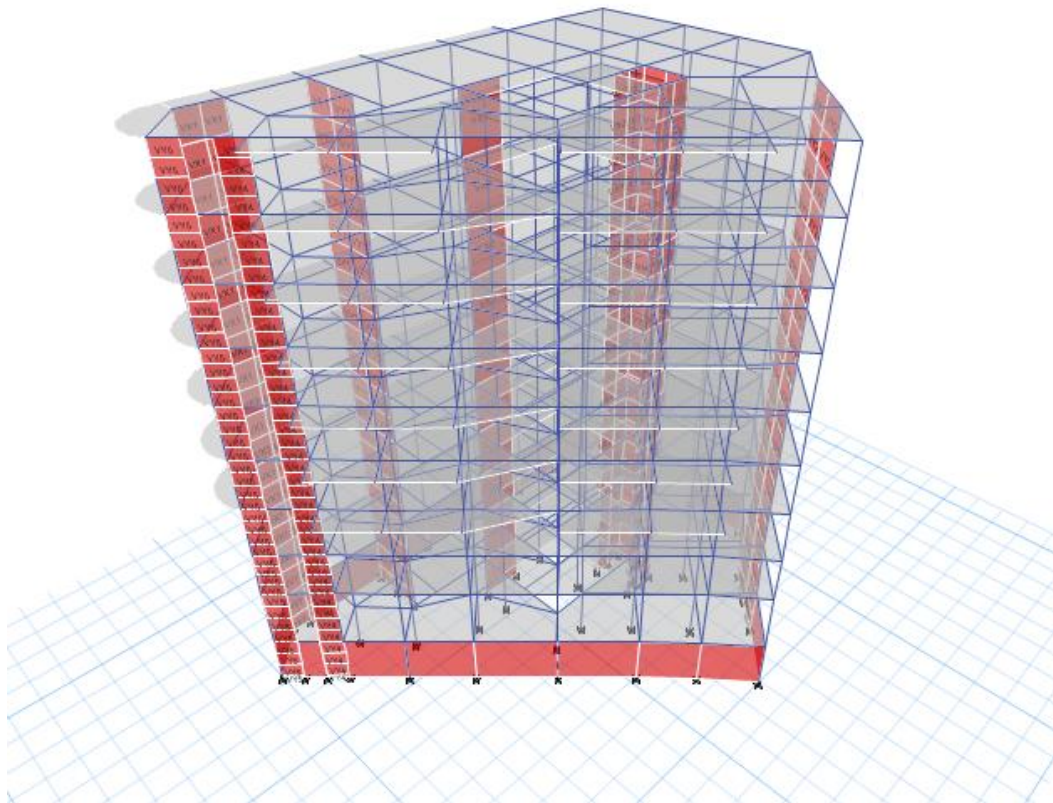
Le ferrailage se fait par rapport  $A_s^{\min} = 0,9\%B$  selon RPA99 version 2003

$A_s = A_s^{\min} = 27.23 \text{ cm}^2$ . Donc choisisse même ferrailage de poteaux RDC

Donc : 4T20+12T14



**Figure V:** Schéma des voiles



**Figure VI:** Schéma 3D sous-sol.

# Analyse des structures en béton armé sous effets de température et de retrait - selon le CBA 93 -

Rafik Taleb, DSc., PhD

Maître de Conférences - HDR, Université de Blida 1  
Consultant CGS, EADN

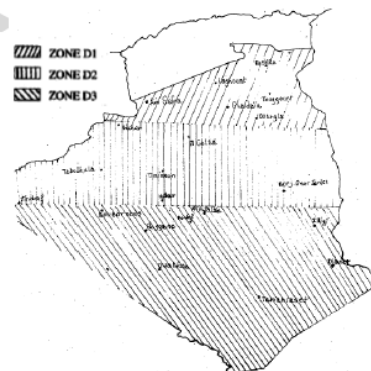
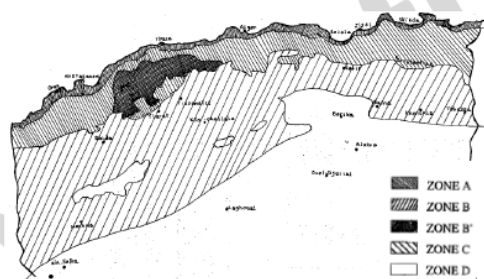
Version 2 (Nov. 2019)

## Prise en compte des effets du retrait

➔ À défaut de mesures, on estime que le **raccourcissement unitaire dû au retrait** atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre :

Nature du climat	Zone	Raccourcissement unitaire dû au retrait
Climat humide	Zone A	$-2 \times 10^{-4}$
Climat tempéré sec	Zone B	$-3 \times 10^{-4}$
Climat chaud et sec	Zones B', C et D1	$-4 \times 10^{-4}$
Climat très sec ou désertique	Zones D2 et D3	$-5 \times 10^{-4}$

NB : Pour les zones climatiques, se référer à la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie (Annexe G du CBA 93)





## Prise en compte des effets du retrait

### CBA 93

#### Article B 5.1 - DIMENSIONS DES BLOCS ENTRE JOINTS

Dans les calculs relatifs aux "constructions courantes" et aux "constructions industrielles", on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEM qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.