

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة -1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

## MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : structures

THEME :

ETUDE D'UN BATIMENT DE FORME IRREGULIERE EN  
BETON ARME AVEC ETUDE COMPARATIVE DES EFFETS  
DE LA TEMPERATURE.

**Présenté par :**

M. Mohamed Chakib KHERRABI.

M. Oussama REGOUI.

**Encadreur :**

Dr. Omar FERDJANI.

Année universitaire 2020-2021



## ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة وتصميم هيكل للاستخدام المكتبي الذي يتكون من طابق أرضي زائد ثمانية طوابق علوية والذي سيكون موجوداً في ولاية تيبازة؛ المصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة حسب (القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل) (ق.ج.ز/99) طبعة 2003.

يبدأ الفصل الأول في الوصف العام للمشروع؛ ثم التحجيم المسبق للعناصر الهيكلية.

الفصل الثاني خصص للعناصر الثانوية (الدرج البلاطة المملوءة والحاجز).

بدأت الدراسة الديناميكية في الفصل الثالث باستخدام برنامج SAP2000 لتحديد الخصائص الديناميكية للهيكل.

الفصل الرابع يشمل تسليح العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساسات، الأعمدة، الروافد، الجدران).

تم تخصيص الفصل الأخير للدراسة المقارنة لتغيرات درجة الحرارة.

يتم إجراء جميع الحسابات مع مراعاة القواعد سارية المفعول (CBA93. RPA99 V2003)

**الكلمات المفتاحية:** هيكل، خرسانة، SAP2000، دراسة حرارية، CBA، RPA، إجهادات.

## RESUME

Le but de ce projet est de faire l'étude et la conception d'une structure à usage bureaux de (R+8) qui sera implantée dans la Wilaya de TIPAZA ; classée en zone III selon le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

La première partie entame la description générale de l'ouvrage ; ensuite le pré dimensionnement des éléments structuraux.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers, dalles pleines et l'acrotère).

L'étude dynamique a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel SAP2000 afin de déterminer les paramètres dynamiques de la structure.

La quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteau, poutres, voiles).

La dernière partie a été consacrée pour l'étude thermique comparative.

Tous les calculs sont faits en tenant compte des règlements en vigueur (CBA93. RPA99 V2003).

**Les mots clés :** structure, béton, SAP2000, étude thermique, CBA, RPA, sollicitations.

## ABSTRACT

The objective of this project is to study and design a structure for office use consisting of a ground floor plus eight upper floors that will be located in the state of Tipaza; Classified in the third seismic zone according to the National Center for Research Applied in Earthquake Resistance Engineering.

The first part begins with the general description of the work; Then pre-sizing the structural elements.

The second part is devoted to the secondary elements (stairs, solid boards, bulkheads). The dynamic study started in the third part using SAP2000 software to determine the dynamic parameters of the structure.

The fourth part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, column, beams, and walls). The last part is devoted to the comparative thermal study.

All calculations are made subject to applicable regulations (CBA93. RPA99 V2003)

**Keywords:** structure, concrete, SAP2000, thermal study, CBA, RPA, stresses

# Remerciements

*Nous tenons à remercier dieu ; le tout puissant qui nous a permis d'apprendre à lire et à connaître le vrai sens de la vie.*

*Nous remercions vivement ; notre promoteur M.Omar Ferdjani de nous avoir pris en charges et pour sa disponibilité ; son aide et ses précieux conseils.*

*Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ; de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous portons avec gratitude de reconnaissances pour tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles ; et plus particulièrement les enseignants du département du génie civil.*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin.*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ; ma mère qui a été mes côtés et ma soutenue durant tout ma vie ; et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis ; merci mes parents.*

- A toute ma famille.*
- A mon binôme et sa famille.*
- A M. Belhouchet Fouzi (Ingénieur en génie civil).*

*Chakib*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ; ma mère qui a été mes côtés et ma soutenue durant tout ma vie ; et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis ; merci mes parents.*

*- A toute ma famille.*

*- A mon binôme et sa famille.*

*- A M. Belhouchet Fouzi (Ingénieur en génie civil).*

*Dussama*



# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I. Généralités

<b>Figure I.1.</b> Diagramme contraintes – déformations du béton à L'ELU.....	06
<b>Figure I.2.</b> Diagramme contraintes – déformation de l'acier à L'ELU. ....	07

## CHAPITRE II. Pré dimensionnement des éléments structuraux

<b>Figure II.1.</b> Coupe d'un plancher corps creux. ....	08
<b>Figure II.2.</b> Coupe transversale de l'acrotère.....	15
<b>Figure II.3.</b> La surface reprise par le poteau. ....	16
<b>Figure II.4.</b> Section réduite de poteau Br. ....	19
<b>Figure II.5.</b> Schéma du voile. ....	26

## CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

<b>Figure III.1.</b> Coupe transversale de l'acrotère. ....	29
<b>Figure III.2.</b> Ferrailage longitudinale de l'acrotère. ....	32
<b>Figure III.3.</b> Ferrailage de l'acrotère. ....	35
<b>Figure III.4.</b> P anneau de dalle plane sur 4 appuis. ....	36
<b>Figure III.5.</b> Disposition constructive des armatures de la dalle plane. ....	42
<b>Figure III.6.</b> Schéma d'un escalier. ....	42
<b>Figure III.7.</b> Diagrammes des efforts internes sur les escaliers (ELU). ....	45
<b>Figure III.8.</b> Diagrammes des efforts internes sur les escaliers (ELS). ....	46
<b>Figure III.9.</b> Schéma de ferrailage des escaliers.....	55

## CHAPITRE IV. Etude dynamique

<b>Figure IV.1.</b> Model de la structure gauche. ....	58
<b>Figure IV.2.</b> Spectre de réponse. ....	60
<b>Figure IV.3.</b> Disposition des voiles. ....	60
<b>Figure IV.4.</b> Model de la structure droite. ....	66

## CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

<b>Figure V.1.</b> Coupe longitudinale du ferrailage de la poutre principale. ....	78
<b>Figure V.2.</b> Schéma de la zone nodale. ....	79
<b>Figure V.3.</b> Schéma de ferrailage des poteaux. ....	86

<b>Figure V.4.</b> Répartition des moments. ....	87
<b>Figure V.5.</b> Ferrailage du voile $V_{x3}$ (RDC). ....	93
<b>Figure V.6.</b> Ferrailage du voile $V_{y5}$ . ....	93

### **CHAPITRE VI. Etude de l'infrastructure**

<b>Figure VI.1.</b> Schéma de la semelle isolée. ....	95
<b>Figure VI.2.</b> Coupe transversale de la semelle filante. ....	98
<b>Figure VI.3.</b> Distribution des contraintes dans la nervure. ....	99
<b>Figure VI.4.</b> Schéma de ferrailage de la semelle filante suivant (x-x). ....	103
<b>Figure VI.5.</b> Schéma de ferrailage de la semelle filante suivant (y-y). ....	103
<b>Figure VI.6.</b> Schéma de ferrailage de longrine. ....	107
<b>Figure VI.7.</b> Ferrailage de voile périphérique suivant (x-x). ....	110
<b>Figure VI.8.</b> Ferrailage de voile périphérique suivant (y-y). ....	110

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II. Pré dimensionnement des éléments structuraux

<b>Tableau II.1.</b> Hauteur des sections des poutres.....	10
<b>Tableau II.2.</b> Récapitulation du pré dimensionnement des poutres. ....	11
<b>Tableau II.3.</b> Charges permanentes sur le plancher terrasse (corps creux).....	12
<b>Tableau II.4.</b> Charges permanentes sur le plancher terrasse (dalle pleine).....	12
<b>Tableau II.5.</b> Charges permanentes sur le plancher courant (corps creux).....	13
<b>Tableau II.6.</b> Charges permanentes sur le plancher courant (dalle pleine).....	13
<b>Tableau II.7.</b> Charges permanentes sur les murs extérieurs à double cloisons.....	14
<b>Tableau II.8.</b> Charges permanentes sur les murs intérieurs à une seule cloison....	14
<b>Tableau II.9.</b> Les valeurs des charges d'exploitation selon le DTR.....	15
<b>Tableau II.10.</b> Application de la loi de dégression.....	18
<b>Tableau II.11.</b> Choix des sections des poteaux.....	23
<b>Tableau II.12.</b> Choix final des sections des poteaux.....	23
<b>Tableau II.13.</b> Vérification de sections adoptées.....	24
<b>Tableau II.14.</b> Résultats du pré dimensionnement des éléments.....	27

## CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

<b>Tableau III.1.</b> Calcul des moments pour les deux panneaux.....	37
<b>Tableau III.2.</b> Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.....	41
<b>Tableau III.3.</b> Charge permanent sur la paillasse.....	44
<b>Tableau III.4.</b> Charge permanent sur le palies.....	44
<b>Tableau III.5.</b> Vérification de la flèche de l'escalier type 1.....	50
<b>Tableau III.6.</b> Vérification de la flèche de l'escalier type 2.....	54

## CHAPITRE IV. Etude dynamique

<b>Tableau IV.1.</b> Valeur de facteur de qualité Q.....	58
<b>Tableau IV.2.</b> Périodes et taux de participation massique.....	61
<b>Tableau IV.3.</b> Charges verticales reprise par les portiques et voiles. ....	61
<b>Tableau IV.4.</b> L'interaction sous charge horizontale (x-x).....	62
<b>Tableau IV.5.</b> L'interaction sous charge horizontale (y-y).....	62
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de l'effort normale.....	63

<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements (x-x).....	63
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification des déplacements (y-y).....	64
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ (x-x).....	64
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ (y-y).....	65
<b>Tableau IV.11.</b> Vérification de V à la base.....	65
<b>Tableau IV.12.</b> Périodes et taux de participation massique.....	66
<b>Tableau IV.13.</b> Justification de l'interaction sous charge verticale.....	67
<b>Tableau IV.14.</b> Justification de l'interaction sous charge horizontale (x-x).....	67
<b>Tableau IV.15.</b> Justification de l'interaction sous charge horizontale (y-y).....	68
<b>Tableau IV.16.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	68
<b>Tableau IV.17.</b> Vérification des déplacements (x-x).....	69
<b>Tableau IV.18.</b> Vérification des déplacements (y-y).....	69
<b>Tableau IV.19.</b> Justification de l'effet P- $\Delta$ (x-x).....	70
<b>Tableau IV.20.</b> Justification de l'effet P- $\Delta$ (y-y).....	70
<b>Tableau IV.21.</b> Vérification de V à la base.....	71

## **CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux**

<b>Tableau V.1.</b> Sollicitations dans les poutres principales et secondaires.....	73
<b>Tableau V.2.</b> Ferrailage des poutres. ....	74
<b>Tableau V.3.</b> Ferrailage transversale des poutres. ....	76
<b>Tableau V.4.</b> Vérification à L'ELS. ....	76
<b>Tableau V.5.</b> Schéma de ferrailage des poutres. ....	77
<b>Tableau V.6.</b> Sollicitations dans les poteaux. ....	80
<b>Tableau V.7.</b> Ferrailage des poteaux avec $N_{\max}; M_{\text{cor}}$ . ....	80
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des poteaux avec $N_{\min}; M_{\text{cor}}$ . ....	81
<b>Tableau V.9.</b> Ferrailage des poteaux avec $M_{\max}; N_{\text{cor}}$ . ....	81
<b>Tableau V.10.</b> Choix des armatures pour les poteaux. ....	82
<b>Tableau V.11.</b> Choix des armatures transversales pour les poteaux. ....	83
<b>Tableau V.12.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	84
<b>Tableau V.13.</b> Vérification de L'ELU stabilité de forme.....	84
<b>Tableau V.14.</b> Vérification à L'ELS avec $N_{\max}; M_{\text{cor}}$ .....	85
<b>Tableau V.15.</b> Vérification des poteaux à L'ELS avec $M_{\max}; N_{\text{cor}}$ .....	85
<b>Tableau V.16.</b> Vérification de la zone nodale.....	87
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitation dans les voiles.....	89

<b>Tableau V.18.</b> Ferrailage des voiles de RDC (x-x). .....	91
<b>Tableau V.19.</b> Ferrailage des voiles de RDC (y-y). .....	91
<b>Tableau V.20.</b> Ferrailage des voiles de 6 <sup>ème</sup> étage (x-x). .....	92
<b>Tableau V.21.</b> Ferrailage des voiles de 6 <sup>ème</sup> étage (y-y). .....	92

### **CHAPITRE VI. Etude de l'infrastructure**

<b>Tableau VI.1 :</b> Vérification des contraintes à L'ELS dans les nervures.....	102
<b>Tableau VI.2 :</b> Section de ferrailage des nervures suivant (X-X) et (Y-Y).....	103

### **CHAPITRE VII. Etude Thermique Comparative**

<b>Tableau VII.1.</b> Sollicitation les plus défavorables dans les deux poutres les plus exposées. ....	113
<b>Tableau VII.2.</b> Ferrailage longitudinale des poutres. ....	113
<b>Tableau VII.3.</b> Vérification des poutres à L'ELS. ....	114
<b>Tableau VII.4.</b> Ferrailage longitudinale des poutres à L'ELS. ....	114
<b>Tableau VII.5.</b> Comparaison des résultats. ....	115

## Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.

- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y, Y_1$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène

# Table des matières

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciement

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

**Introduction générale..... 01**

## **CHAPITRE I. Généralités.**

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	02
I.2. Données géotechnique.....	02
I.3. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	03
I.4. Normes et réglementations utilisés .....	05
I.5. Hypothèses et méthodes de calcul.....	05

## **CHAPITRE II. Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants).**

II.1. Introduction.....	08
II.2. Pré dimensionnement des dalles.....	08
II.2.1. Plancher en corps creux.....	08
II.2.2. Plancher dalle pleine .....	09
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	09
II.3.1. Les poutres principales (P.P).....	09
II.3.2. Les poutres secondaires (P.S).....	10
II.3.3. Vérification des conditions imposées par le RPA.....	11
II.4. Evaluation des charges (permanentes et exploitations).....	11
II.4.1. Charges permanentes .....	11
II.4.2. Charges d'exploitations.....	15
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	15
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement .....	16
II.5.2. Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	16
II.5.3. Application de la loi de dégression.....	17
II.5.4. Calcul de la section des poteaux.....	18
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	26
II.7. Conclusion.....	27



### CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires.

III.1. Introduction .....	28
III.2. Calcul de l'acrotère.....	28
III.2.1. Hypothèses de calcul.....	29
III.2.2. Evaluation des charges.....	29
III.2.3. Ferrailage à L'ELU.....	30
III.2.4. Vérification à L'ELS.....	32
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant .....	35
III.3. Calcul de la dalle pleine.....	36
III.3.1. Ferrailage à L'ELU.....	36
III.3.2. Vérification de l'effort tranchant .....	39
III.3.3. Vérification à L'ELS.....	40
III.4. Calcul des escaliers.....	42
III.4.1. Dimensions des escaliers.....	42
III.4.2. Evaluation des charges sur les escaliers.....	44
III.4.3. Calcul des sollicitations .....	45
III.4.4. Déterminations du ferrailage.....	46
III.4.5. Vérifications de l'effort tranchant .....	48
III.4.6. Vérification à L'ELS.....	48

### CHAPITRE IV. Etude dynamique.

IV.1. Introduction.....	56
IV.2. Choix de la méthode de calcul.....	56
IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale.....	56
IV.4. Etude de la structure gauche.....	58
IV.4.1 : Interprétation des résultats de la modélisation.....	60
IV.4.2 : Vérification de l'effort normal réduit.....	63
IV.4.3 : Vérification des déplacements.....	63
IV.4.4 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	64
IV.4.5 : Vérification de V à la base.....	65
IV.5. Etude de la structure droite.....	66
IV.5.1 : Interprétation des résultats de la modélisation.....	66
IV.5.2 : Justification de l'interaction portique –voiles.....	67
IV.5.3 : Vérification de l'effort normal réduit.....	68
IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	70
IV.5.5. Vérification de V à la base.....	70
IV.6. Justification de la largeur du joint.....	71

## **CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux.**

V.1. Introduction.....	72
V.2. Ferrailage des poutres.....	72
V.2.1. Recommandations réglementaires .....	72
V.2.2. Sollicitations et ferrailage .....	73
V.2.3. Vérification à L'ELS.....	76
V.2.4. Schéma de ferrailage.....	77
V.3. Ferrailage des poteaux.....	79
V.3.1. Recommandations réglementaires.....	79
V.3.2. Sollicitations et ferrailage.....	79
V.3.3. Vérification à L'ELS.....	85
V.3.4. Schéma de ferrailage.....	86
V.4. Vérification des zones nodales .....	86
V.5. Ferrailage des voiles .....	88
V.5.1. Recommandations réglementaires.....	88
V.5.2. Sollicitations et ferrailage.....	89

## **CHAPITRE VI. Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction.....	94
VI.2. Critères de choix du type des fondations.....	94
VI.3. Choix du type des fondation.....	94
VI.3.1. Vérification des semelles isolées.....	94
VI.3.2. Vérification des semelles filantes.....	95
VI.3.3. Vérification des semelles filantes croisées.....	96
VI.4. Ferrailage des fondations.....	98
VI.4.1. Ferrailage de la semelle .....	98
VI.4.2. Ferrailage de la nervure (libage).....	99
VI.4.3. Les vérifications.....	102
VI.4.4. Schéma de ferrailage des fondations.....	103
VI.5. Calcul des longrines.....	105
VI.6. Etude du voile périphérique .....	107

## **CHAPITRE VII. Etude thermique comparative**

VII.1. Introduction.....	111
VII.2. Hypothèses et méthode de calcul.....	111
VII.2.1. Définition de la charge de la température (T).....	111
VII.2. 2. Le calcul à la température.....	111
VII.2.3. Hypothèses et combinaisons de calcul.....	112
VII.3. Sollicitations et ferrailage des poutres.....	112
VII.3.1. Sollicitations de calcul.....	112

VII.3.2. Ferrailage des poutres.....	113
VII.3.3. Vérification à L'ELS.....	113
VII.4. Comparaison ; conclusion et recommandations.....	115
VII.4.1. Comparaison des résultats.....	115
VII.4.2. Étude économique (estimation du coût).....	116
VII. 5. Conclusion.....	117
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>118</b>

## **Bibliographie**

### **INTRODUCTION GENERALE**

Toute étude de projet d'un bâtiment dans la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la stabilité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

# CHAPITRE I

## Généralités

**I.1 : Présentation de l'ouvrage**

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil de l'administration de l'école supérieure de la magistrature (ESM).

C'est un bâtiment à usage bureaux en R+8 en béton armé irrégulier en plan et en élévation.

Ce projet est situé à la commune de KOLEA - Wilaya de TIPAZA classée d'après le RPA 99/V2003 comme une zone de sismicité élevée (zone III).

Ce bâtiment peut accueillir simultanément plus de 300 personnes (bâtiment à usage bureau) donc c'est un ouvrage de grande importance (groupe d'usage 1-B)

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ❖ Longueur en plan :  $L_x = 65,59$  m
- ❖ Largeur en plan :  $L_y = 19,32$  m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment :  $H_t = 38,08$  m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère :  $H_t = 38,68$  m
- ❖ Hauteur du RDC et 1<sup>er</sup> étage :  $H = 4,76$  m
- ❖ Hauteur des autres étages :  $H = 4,08$  m

**I.2 : Données géotechnique du site**

Selon l'étude géotechnique faite par le laboratoire de l'habitation et de la construction du centre (L.H.C.C) et qui est détaillé par le rapport du sol « dossier N°151 » ; le site présente les caractéristiques suivantes :

- Le terrain est constitué essentiellement par des sables moyennement limoneux parfois avec présence des calcaires, le niveau d'eau a été localisé entre 2,5m à 4m de profondeur.
- Le sol est classé en catégorie S2 (sol ferme) d'après les essais géophysiques.
- Pour une profondeur d'ancrage de 2m à 2,5m à partir du terrain naturel la contrainte admissible du sol égale à 1,8 bar ( $\bar{\sigma} = 1,8$  bar = 180 KPa).
- Les analyses chimiques du sol n'ont révélé aucun élément agressif nuisible pour le béton des fondations.

**I.3 : Caractéristiques des matériaux utilisés****I.3.1 : Le Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange des matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) ; de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

La composition type de 1 m<sup>3</sup> de béton ordinaire est :

- 350 kg de ciment CPA 325.
- 400 l de sable  $0 < d < 5$  mm.
- 800 l de gravillons  $5 \text{ mm} < d < 25$  mm.
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique suffisante.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

**❖ Résistance du béton à la compression**

Le béton présente une bonne résistance à la compression ; elle est définie par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm de hauteur ; cette résistance est mesurée à l'âge de 28 jours pour définir la valeur caractéristique noté  $F_{c28}$  on peut calculer la résistance à n'importe quel jour par les formules suivantes donnée par le CBA 93 pour  $F_{c28}=40$  MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

Pour notre étude  $F_{c28}=25$  MPa

**❖ Résistance du béton à la traction**

La résistance à la traction peut être déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on cite :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage « essai brésilien ».

- Traction par flexion (3 points ; 4 points).

On peut calculer la valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction noté  $F_{tj}$  par la relation :  $F_{tj} = 0,6 + 0,06F_{cj}$  ( $f_{c28} < 60$  MPa).

Pour notre cas :  $F_{c28} = 25$  MPa.

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

**❖ Module de déformation longitudinale du béton**

Ce module est connu sous le nom « module de Young » ou module d'élasticité ; pour le béton on distingue deux valeurs pour le module de déformation.

- Module de déformation instantanée  $E_{bij}$  pour des contraintes d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{bij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

Pour :  $F_{c28} = 25$  MPa

On a :  $E_{bi} = 32164,2$  MPa

**❖ Module de déformation différée  $E_{bvj}$**

Pour les contraintes de longue durée d'application ; et pour tenir compte le phénomène de fluage du béton.

$$E_{bvj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Pour :  $F_{c28} = 25$  MPa

$E_{bvj} = 10819$  MPa

**❖ Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

ELU :  $\nu = 0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)

ELS :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré)

**❖ Coefficient de dilatation thermique**

Pour béton  $C = 0,7$  à  $1,2 \times 10^{-5} C^{\circ-1}$

Pour acier  $C = 10^{-5} C^{\circ-1}$

Pour béton armé  $C = 10^{-5} C^{\circ-1}$



**❖ Poids volumique du béton**

Pour le béton armé ordinaire on adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

**I.3.2 : Acier de construction**

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction ; on intègre dans les pièces de béton des barres d'acier appelées armatures d'où le nom béton armé.

Les aciers utilisés dans la construction en B.A sont :

- Acier naturel (ronds lisses R.L) FeE215 et FeE235.
- Acier à haute adhérence FeE400 et FeE500.
- Treillis soudés (T.S)  $\Phi=6 \text{ mm}$  pour les dalles.

**❖ Caractéristiques mécaniques des aciers**

Pour notre étude on prend FeE500 avec :  $F_e=500 \text{ MPa}$

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

Coefficient de poisson :  $\nu=0,3$

**I.4 : Normes et réglementations utilisés**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- CBA 93 (code du béton armé).
- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites).
- RPA99/version 2003(règles parasismique algériennes).
- DTR BC 2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation).

**I.5 : Hypothèses et Méthode de calcul**

Le calcul de ce projet est basé sur la méthode des états limites « semi –probabilistes ».

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses élément) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

On distingue deux états limites.

**I.5.1 : Etat limite ultime ELU**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la rupture locale ou globale ; la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et les armatures (parfaites adhérence).
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

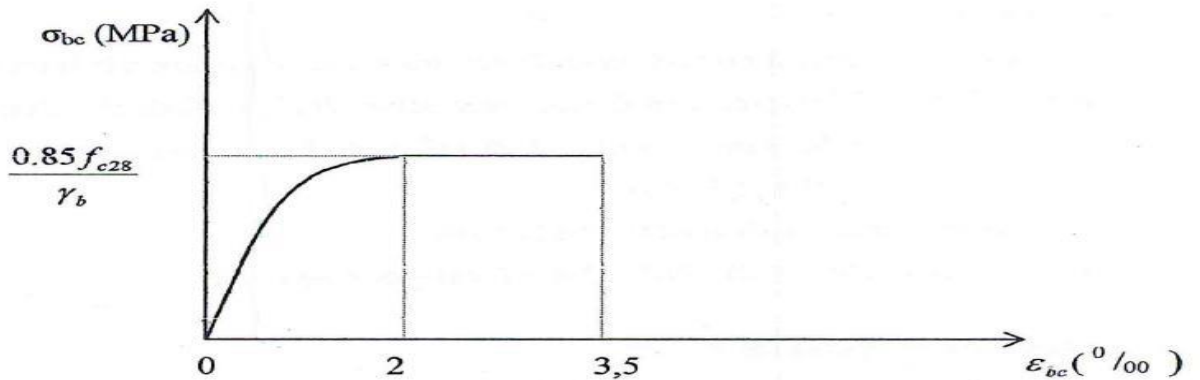


Figure. I.1 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité vaut 1,5 sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut alors 1,15.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont :

Si  $t > 24$  h  $\Rightarrow \theta = 1$

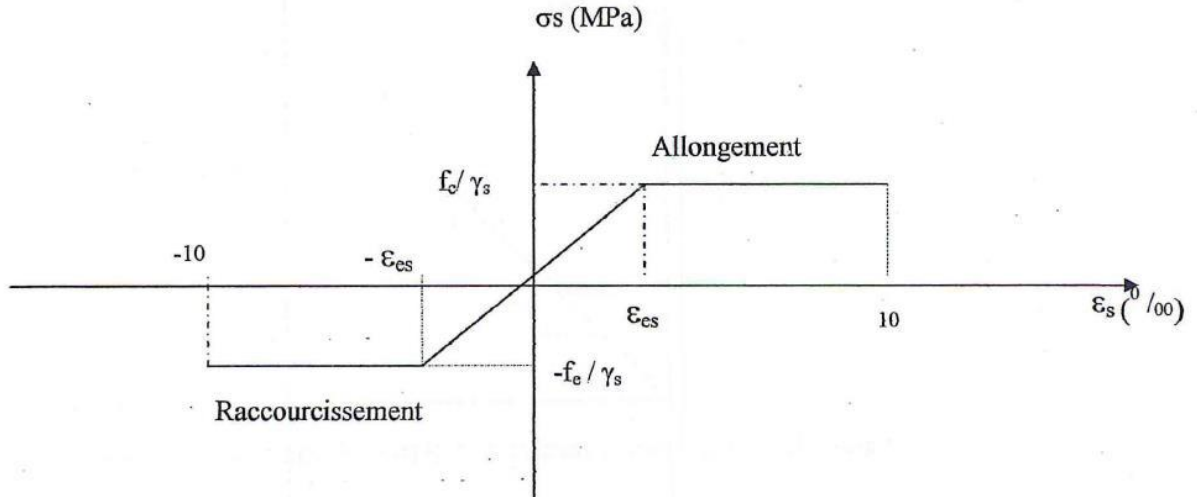
Si  $1$  h  $\leq t < 24$  h  $\Rightarrow \theta = 0.9$

Si  $t < 1$  h  $\Rightarrow \theta = 0.85$

Pour la contrainte de cisaillement du béton  $\tau_u$

$\tau_u = \min (0,2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow$  pour fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow$  pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.



**Figure I.2:** diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELU.

Avec :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow$  situation durable.

$\gamma_s = 1 \Rightarrow$  situation accidentelle.

### I.5.2 : Etat limite de service ELS

- Les trois premières hypothèses citées à L'ELU.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- On considère un coefficient d'équivalence acier –béton (n) avec :  $n = \frac{E_s}{E_b}$ .

Les contraintes de calcul à L'ELS (CBA art A.4.5)

$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} \Rightarrow$  pour la vérification de la compression du béton

$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n * f_{tj}} \right) \Rightarrow$  fissuration préjudiciable.

$\sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n * f_{tj}} \right) \Rightarrow$  fissuration très préjudiciable.

Avec :  $f_{tj}$ : la résistance du béton à la traction.

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1 \Rightarrow$  pour acier dou.

$\eta = 1,6 \Rightarrow$  pour acier H.A.

**CHAPITRE II**  
**Pré dimensionnement des**  
**éléments**  
**Structuraux (résistants)**

### II.1 : Introduction

Avant d'entamer tout calcul ; il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure ; pour cela les règlements en vigueur notamment le « RPA99. V.2003 » et « CBA99 » mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

### II.2 : Pré dimensionnement des dalles

Pour notre ouvrage la charge d'exploitation est modérée  $Q < 5 \text{KN/m}^2$  donc on choisit un plancher a corps creux sauf pour la partie centrale on choisit la dalle pleine à cause de la longueur de la travée qui dépasse 6 m.

#### II.2.1 : Plancher en corps creux

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

Avec :  $L$  = la plus grande portée dans le sens des poutrelles (entre nus d'appuis)

Dans notre cas  $L=5\text{m} \Rightarrow \frac{5}{25} \leq h_t \leq \frac{5}{20}$

$20 \text{ cm} \leq h_t \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  $h_t = 25 \text{ cm}$ .

Nous adoptons pour  $h_t=25 \text{ cm}$  un plancher de **(20+5 cm)**.

Avec hauteur du corps creux : 20 cm.

La hauteur de la dalle de compression : 5 cm.

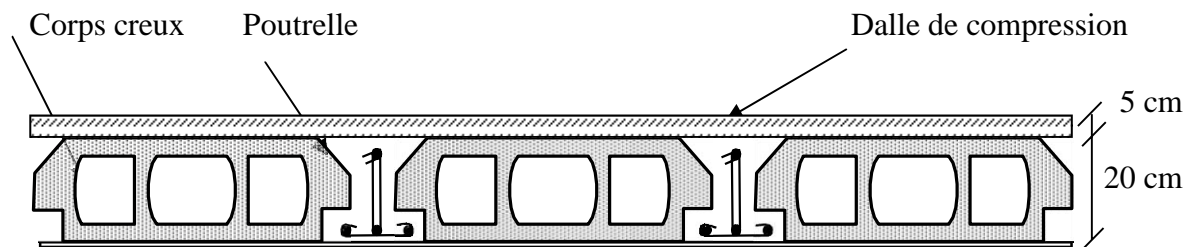


Figure II. 1 : coupe d'un plancher corps creux.

### **II.2.2 : Plancher dalle pleine**

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des trois conditions suivantes :

❖ Résistance à la flexion :

- Pour dalle reposant sur 2 appuis  $\Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ .
- Pour dalle reposant sur 3 ou 4 appuis  $\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ .

$L_x$  = la petite portée du panneau le plus sollicité.

❖ Sécurité en matière d'incendie

- $e = 7$  cm pour une heure de coupe feux.
- $e = 11$  cm pour deux heures de coupe feux.
- $e = 17,5$  cm pour quatre heures de coupe feux.

❖ Isolation phonique

Selon les règles du CBA93 en vigueur en Algérie ; l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale 13 cm.

- Pour le projet ( $L_x = 6,7$  m) la dalle repose sur 4 appuis.

$$\frac{670}{50} \leq e \leq \frac{670}{40}$$

$14 \text{ cm} \leq e \leq 17 \text{ cm} \Rightarrow$  on choisit :  **$e = 15 \text{ cm}$** .

### **II.3 : Pré dimensionnement des poutres**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; leur pré dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions ( $b$  ;  $h$ ) à partir des formules empiriques données par le BAEL 91 modifié 99.
- Vérification des conditions imposées sur ( $b$  ;  $h$ ) par le RPA99/V.2003.

#### **II.3.1 : les poutres principales (P.P)**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles pour reprendre les charges provenant du plancher.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

**N.B 01** : Les poutres qui entourent les dalles pleines sont toutes porteuses, leurs dimensions sont données par les formules suivantes :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : L=la portée de la poutre entre nus d'appuis.

**N.B 02** : La portée entre nus des poutres porteuses varie entre 6,75 m jusqu'à 3mce qui donne des sections différentes : on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau II .1** : hauteur des sections des poutres.

L(m)	H(m)	Choix (h)
6,75	$45 \leq h \leq 67,5$	60
6,41	$43 \leq h \leq 64$	55
5,82	$39 \leq h \leq 58$	50
5	$33 \leq h \leq 50$	40
4,1	$21 \leq h \leq 41$	35
3	$20 \leq h \leq 30$	30

Vue la difficulté d'exécution on va adopter le même coffrage « même section » pour toutes les poutres ont choisis :  $h=60$  cm.

Pour la largeur b ont choisi :  $(0,3*60) \leq b \leq (0,7*60)$ .

$18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$  ont choisis :  $b=30$  cm.

Conclusion : pour toutes les poutres principales on adopte :

**H=60 cm ; b=30 cm.**

### II.3.2 : Les poutres secondaires (P.S)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

$$L_{\max}=5,3 \text{ m} \Rightarrow \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow [35 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}]$$

Choisis :  $h=45$  cm.

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)**

---

$$(0,3*45) \leq b \leq (0,7*45)$$

$18 \leq b \leq 42 \Rightarrow$  on choisit :  $b=30$  cm.

Conclusion : pour toutes les poutres secondaires on adopte

**b= 30 cm ; h =45 cm.**

### **II.3.3 : vérification des conditions imposées par le RPA**

Les poutres doivent respecter les dimensions :  $b \geq 20$  cm ;  $h \geq 30$  cm ;  $(h/b) \leq 4$ .

Récapitulation :

**Tableau II.2** : récapitulation du pré dimensionnement des poutres.

P.P	P.S	Condition	Vérification
H=60 cm	H=45 cm	$h \geq 30$ cm	Vérifier
B=30 cm	B=30 cm	$b \geq 20$ cm	Vérifier
$h/b=2$	$h/b=1,5$	$h/b \leq 4$	Vérifier

### **II.4 : Evaluation des charges (permanentes et exploitation)**

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le « DTR B.C.2.2 » qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### **II.4.1 : Charges permanentes**

##### **A : Plancher terrasse inaccessible**

##### **A.1 : Dalle en corps creux (20+5)**



## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

**TableauII.3** : charges permanentes sur le plancher terrasse (corps creux).

	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection mécanique en gravier	0,05	18	0,90
2	Etanchéité multicouches	-	-	0,12
3	Forme de ponté	0,10	22	2,20
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle à corps creux	0,25	-	3,3
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
	$\Sigma G=0.9+0.12+2.2+0.16+3.3+0.2$			6,88

### A.2 : Dalle pleine

**TableauII.4** : charges permanentes sur le plancher terrasse (dalle pleine).

	Matériaux	Ep(m)	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection mécanique en gravier	0,05	18	0,90
2	Etanchéité multicouches	-	-	0,12
3	Forme de ponté	0,10	22	2,20
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	-	3,75
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
	$\Sigma G=0.9+0.12+2.2+0.16+3.75+0.2$			7,33

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

### B : plancher courants

#### B.1 : dalle en corps creux (20+5)

**Tableau II.5** : charges permanentes sur le plancher courant (corps creux).

	Matériaux	Epaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Lit de sable	0,03	18	0.54
4	Dalles à corps creux	0,25	-	3.3
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloisons légères	-	-	1.00
	$\Sigma G=0.4+0.4+0.54+3.3+0.2+1.00$			5,84

#### B.2 : Dalle pleine

**Tableau II.6** : charges permanentes sur plancher courant (dalle pleine).

	Matériaux	Epaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Lit de sable	0,02	18	0.36
4	Dalles pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit au plâtre	0,02	12	0.24
6	Cloisons légères	-	-	1.00
	$\Sigma G=0.4+0.4+0.36+3.75+0.24+1$			6,15

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

### C : Maçonnerie

#### C.1 : Mur extérieur à double cloison

**Tableau II.7** : charges permanentes sur les murs extérieurs à double cloisons.

	Matériaux	e(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1.	Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2.	Briques creuses	0,10	9	0,90
3.	Lame d'air	0,05	-	00
4.	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
5.	Briques creuses	0,15	9	1,35
	$\Sigma G=0,20+0,90+0,36+1,35$			2,81

#### C.2 : Mur intérieur à une seule cloison

**Tableau II.8** : charges permanentes sur les murs intérieurs à une seule cloison.

Désignation	Ep(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>3</sup> )
Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,2
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit intérieur en ciment	0,02	18	0,36
	$\Sigma G=0,2+0,9+0,36$		1,46

### D : Acrotère

On calcule le poids propre de l'acrotère pour 1 ml avec :

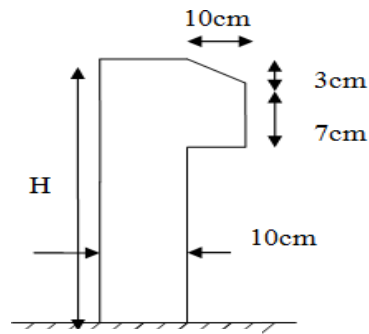
$$G=S*\rho_b*1$$

$\rho_b$  : le poids volumique du béton 25 KN/m<sup>3</sup>.

S : la surface transversale totale de l'acrotère avec :

$$S= (0,1*0,6) + (0,1*0,1)-(0,1*0,02)/2= 0,069\text{m}^2.$$

$$G= (0,069*25*1)= 1,73 \text{ KN/ml}.$$



**Figure II.2 :** coupe transversale de l'acrotère.

#### **II.4.2 : Charges d'exploitations**

Les valeurs nominales des charges d'exploitation dans notre ouvrage qui est un ouvrage à usage bureaux sont données dans le tableau suivant :

**Tableau II.9:** les valeurs des charges d'exploitation selon le « **DTR B.C.2.2** » **Art7.2.2.**

Nature du local	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Bureaux proprement dits	2,5
Circulation et escalier	2,5
Halls de réception	2,5
Salle de réunion avec tables	2,5
Salle d'ordinateur et reprographie	2,5

#### **Remarque :**

- Pour les salles de concours aux niveaux 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étages sont similaire à des salles de classes donc  $Q=2,5$  KN/m<sup>2</sup>.
- Pour le plancher terrasse inaccessible  $Q_t=1$  KN/m<sup>2</sup>.
- Pour la main courante sur l'acrotère  $Q=1$  KN/ml.

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

Les poteaux ce sont des éléments porteurs verticaux ; en béton armé ; ils participent à la reprise des efforts sismiques et les charges verticales (permanentes et exploitation) pour les acheminer vers la base (les fondations).

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé qui lui revenant ; et on utilise un calcul basé sur la descente de charge.

Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

### II.5.1 : Etapes de pré dimensionnement

- ❖ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ❖ Evaluation 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 V2003** ».

#### Remarque :

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques ; il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparables à celles des poteaux centraux « **RPA art7.4.1** ».

Pour cela on adoptera le même coffrage pour tous les poteaux en se basant sur le poteau central le plus sollicité.

### II.5.2 : Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité c'est le poteau F9.

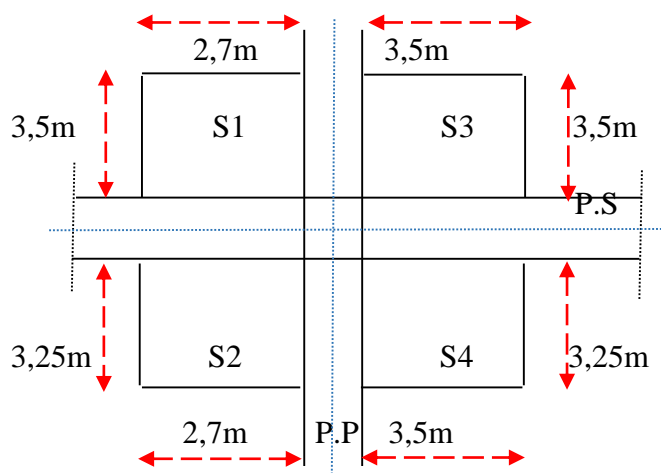


Figure II.3 : la surface reprise par le poteau.

## ***CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)***

---

- S1 et S2 plancher corps creux.
- S3 et S4 dalle pleine.

$$S1 = (2,7 * 3,5) = 9,45m^2.$$

$$S2 = (2,7 * 3,25) = 8,78m^2.$$

$$S3 = (3,5 * 3,5) = 12,25m^2.$$

$$S4 = (3,5 * 3,25) = 11,38m^2.$$

- S1+S3=21,7m<sup>2</sup>.
- S2+S4=20,16m<sup>2</sup>.
- S1+S2=18,23m<sup>2</sup>.
- S3+S4=23,62m<sup>2</sup>.

### **II.5.3 : Application de la loi dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression.

Selon le « DTR B.C.2.2 » Art6.3 on adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse .....  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1)..... $Q_0+Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

Etage 2  $\Rightarrow Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Etage 3  $\Rightarrow Q_0+0,9 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Etage 4  $\Rightarrow Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Etage n  $\Rightarrow Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$  avec :  $n > 5$ .

**Tableau II.10 : application de la loi de dégression.**

Niveau de plancher	Surcharges	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
T	Q <sub>0</sub>	$\Sigma = Q_0$	1
P8	Q <sub>1</sub>	$\Sigma = Q_0 + Q_1$	3,5
P7	Q <sub>2</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	5,75
P6	Q <sub>3</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	7,1
P5	Q <sub>4</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	8,89
P4	Q <sub>5</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	10,42
P3	Q <sub>6</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	11,71
P2	Q <sub>7</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	12,91
P1	Q <sub>8</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	14,3
P RDC	Q <sub>9</sub>	$\Sigma = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	15,6

#### II.5.4 : Calcul de la section des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple A L'ELU selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left( \frac{B r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow (1)$$

Avec :  $N_u$  : effort normal ultime  $N_u = (1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q)$ .

$\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte le flambement  $\alpha = f(\lambda)$

$\lambda$  : élancement d'EULER  $\Rightarrow \lambda = L_f / i$

$L_f$  = longueur de flambement

$i$  = rayon de giration  $\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ .

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

$$I = \frac{bh^3}{12}.$$

B : surface de la section du béton  $B = a \cdot b$ .

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  (situation durable).

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité pour l'acier  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  (situation durable).

$f_e$  = limite élastique de l'acier  $\Rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$ .

$f_{c28}$  = contrainte caractéristique du béton à 28 jours  $\Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$A_s$  = section d'acier.

$B_r$  = section réduite d'un poteau ; obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie  $\Rightarrow B_r = (a-2) \cdot (b-2) \text{ cm}^2$ .

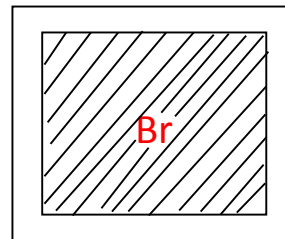


Figure II.4 : section réduite du poteau  $B_r$ .

Selon le RPA99/V2003 :

En zone 2b et 3  $\Rightarrow A_{s\min} > 0,9\% B$  « art 7.4.2.1 ».

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$A_s = 1\% B \Rightarrow A_s = 0,01 B \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } : \lambda < 50 \Rightarrow \frac{A_s}{B} = 0,01 \dots (3)$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } : 50 < \lambda < 10.$$

Pour les poteaux carrés il est préférable de prendre  $\lambda = 35$

$$\text{Pour } : \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708.$$

De l'équation (1) et (2) et (3) on tire la valeur de  $B_r$  :



$$Br > \frac{Nu}{\alpha * \left( \frac{fc28}{0,9 * \gamma_b} + \frac{0,01 * fe}{\gamma_s} \right)} = 0,062Nu$$

- **Poids revenants au poteau du 8ème étages  $G_t$**

Poids du plancher terrasse :  $(9,45 * 6,88) + (12,25 * 7,33) = 154,81$  KN.

Poids de la poutre principale :  $(0,3 * 0,6 * 6,75 * 25) = 30,38$  KN.

Poids de poutre secondaire :  $(0,3 * 0,45 * 6,2 * 25) = 20,93$  KN.

Poids de l'acrotère :  $(1,73 * 6,2) = 10,73$  KN.

$G_t = (154,81 + 30,38 + 20,93 + 10,73) \Rightarrow G_t = 216,85$  KN.

- **Poids revenant au poteau du 7ème étage  $G$**

$$G = G_8 + G_T$$

Poids du plancher courant :  $(9,45 * 5,84) + (12,25 * 6,15) = 130,53$  KN.

Poids de la poutre principale : 30,38 KN.

Poids de la poutre secondaire : 20,93 KN.

Poids du mur :  $(6,2 * 3,83 * 2,81) = 66,73$  KN.

$G_8 = (130,53 + 30,38 + 20,93 + 66,73) \Rightarrow G_8 = 248,57$  KN.

$G = (248,57 + 216,85) \Rightarrow G = 465,42$  KN.

- **Poids revenant au poteau du 6ème étage  $G$**

$$G = G_7 + G_8 + G_T$$

$G_7 = G_8$  (plancher identique)  $\Rightarrow G_7 = 248,57$  KN.

$G = (248,57 + 465,42) \Rightarrow G = 713,99$  KN.

- **Poids revenant au poteau du 5ème étage  $G$**

$$G = G_6 + G_7 + G_8 + G_T$$

Poids du plancher courant :  $(9,45 * 5,84) + (12,25 * 6,15) = 130,53$  KN.

Poids du plancher terrasse :  $(8,78 * 6,88) + (11,38 * 7,33) = 143,82$  KN.

## ***CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)***

---

Poids de la poutre principale : 30,38 KN.

Poids de la poutre secondaire : 20,93 KN.

Poids du mur : 66,73 KN.

$$G_6 = (130,53 + 143,82 + 30,38 + 20,93 + 66,73) = 392,39 \text{ KN}$$

$$G = (392,39 + 713,99) \Rightarrow G = 1106,38 \text{ KN.}$$

### **- Poids revenant au poteau du 4ème étage G**

$$G = G_5 + G_6 + G_7 + G_8 + G_T$$

$$\text{Poids du plancher courant : } (18,23 * 5,84) + (23,62 * 6,15) = 251,73 \text{ KN.}$$

Poids de la poutre secondaire : 20,93 KN.

Poids de la poutre principale : 30,38 KN.

$$\text{Poids du mur : } (53,83 * 8 * 1,46) = 44,73 \text{ KN.}$$

$$G_5 = (215,73 + 20,93 + 30,38 + 44,73) \Rightarrow G_5 = 347,77 \text{ KN.}$$

$$G = (347,77 + 1106,38) \Rightarrow G = 1454,15 \text{ KN.}$$

### **- Poids revenant au poteau du 3ème étage**

$$G_4 = G_5 \text{ (plancher identique)}$$

$$G_4 = 347,77 \text{ KN.}$$

$$G = (347,77 + 1454,15) \Rightarrow G = 1801,92 \text{ KN.}$$

### **- Poids revenant au poteau du 2ème étage**

$$G_3 = G_4 \text{ (plancher identique)}$$

$$G_3 = 347,77 \text{ KN.}$$

$$G = (347,77 + 1801,92) \Rightarrow G = 2149,69 \text{ KN.}$$

### **- Poids revenant au poteau du 1<sup>er</sup> étage**

$$G_2 = G_3 \text{ (plancher identiques)}$$

$$G_2 = 347,77 \text{ KN.}$$

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)**

---

$$G = (347,77 + 2146,69) \Rightarrow G = 2497,46 \text{ KN.}$$

- **Poids revenant au poteau du RDC**

$$G_1 = G_2 \text{ (plancher identiques)}$$

$$G_1 = 347,77 \text{ KN.}$$

$$G = (347,77 + 2497,46) \Rightarrow G = 2845,23 \text{ KN.}$$

Exemple de calcul :

- **Pour le poteau du 8<sup>ème</sup> étage**

$$N_G = 216,85 \text{ KN} ; N_Q = (41,85 * 1) = 41,85 \text{ KN.}$$

$$N_U = (1,35 * 216,85) + (1,5 * 41,85) = 355,52 \text{ KN.}$$

$$B_r > (0,062 N_U) \Rightarrow B_r > 0,062 (355,52 * 10^3)$$

$$B_r > 220,42 \text{ cm}^2$$

$$A > \sqrt{B_r} + 2 \Rightarrow a > \sqrt{220,42} + 2$$

$$a = b > 16,85 \text{ cm} \Rightarrow \text{le choix : } a = b = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la section à ELS :

$$N_{SER} = (N_G + N_Q) = (216,85 + 41,85) = 258,7 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{SER} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \Rightarrow \text{avec : } n : \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

On à supposer que :  $A_s = 1\% B \Rightarrow A_s = 0,01 B$ .

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} = \frac{258,7 * 10^3}{1,15 * 300 * 300} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = (0,6 * f_{c28}) = (0,6 * 25) = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{ser} = 2,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le même calcul sera effectué pour les autres niveaux on résume les résultats dans le tableau suivant

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

**Tableau II.11** : choix des sections des poteaux.

niv	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>U</sub> (KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	A=b(cm)	Choix	N <sub>ser</sub> (KN)	σ <sub>ser</sub>
P8	216,85	41,85	355,52	220,42	16,85	30	258,7	2,5
P7	465,42	146,48	848,04	525,78	24,9	30	611,9	5,91
P6	713,99	240,64	1324,32	821,41	30,7	35	954,63	6,78
P5	1106,38	297,14	1939,32	1202,38	36,7	40	1403,52	7,63
P4	1454,15	372,05	2521,18	1563,13	41,54	45	1826,2	7,84
P3	1801,92	436,08	3086,71	1913,76	45,7	50	2238	7,78
P2	2149,69	490,06	3637,17	2255,05	49,5	50	2639,75	9,18
P1	2497,46	540,28	4181,99	2592,83	52,9	55	3037,74	8,73
P RDC	2845,23	598,46	4738,75	2938,03	56,2	60	3443,69	8,32

Selon le RPA99. V.2003, **Art 7.4.1** :

- En zone 2b et 3
- Min (b ; h) ≥ 30 cm
- Min (b ; h) ≥  $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Choix finals :

**Tableau II.12** : choix finals des sections des poteaux.

Etage	Section carrée (cm <sup>2</sup> )
8ème	40*40
7ème et 6ème	45*45
5ème et 4ème	50*50
3ème et 2ème	55*55
1 <sup>er</sup> et RDC	60*60

Comme on a calculé la section sans prendre en considération le poids propre exacte du poteau on doit vérifier notre choix avec le poids exact :

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

- Poteau (40\*40) :  $G = (0,4^2 * 4,08 * 25) = 16,32$  KN.
- Poteau (45\*45) :  $G = (0,45^2 * 4,08 * 25) = 20,66$  KN.
- Poteau (50\*50) :  $G = (0,5^2 * 4,08 * 25) = 25,5$  KN.
- Poteau (55\*55) :  $G = (0,55^2 * 4,08 * 25) = 30,86$  KN.
- Poteau (60\*60) :  $G = (0,6^2 * 4,76 * 25) = 42,84$  KN.

On doit vérifier que :  $N_u \leq \overline{N}_u = \frac{Br}{0,062}$

Exemple :

Poteau 8 étage (40\*40) :

$$N_g = (216,85 + 16,32) = 233,17 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 41,85 \text{ KN.}$$

$$N_u = (1,35 * 233,17) + (1,5 * 41,85) = 377,55 \text{ KN.}$$

$$\overline{N}_u = \frac{380^2}{0,062} 10^{-3} = 2329,032 \text{ KN.}$$

$$N_u = 377,55 \text{ KN} \leq \overline{N}_u = 2329,032 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifier.}$$

Vérification à ELS :

$$N_{ser} = 2750,02 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{275,02 * 10^3}{1,15 * 400^2} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 1,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifier.}$$

On va résumer les calculs dans le tableau suivant :

**Tableau II.13** : vérification des sections adoptées.

niv	Section	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	$N_U$ (KN)	$\overline{N}_u$	$N_{ser}$ (KN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)
P8	40	233,17	41,85	1444	377,55	2329	275,02	1,49
P7	45	486,08	146,48	1849	875,93	2982,26	632,56	2,72
P6	45	734,65	240,64	1849	1352,74	2982,26	975,29	4,19
P5	50	1131,88	297,14	2304	1975,75	3716,13	1429,02	4,97

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

P4	50	1479,65	372,05	2304	2555,6	3716,13	1851,7	6,44
P3	55	1832,78	436,08	2809	3128,37	4530,65	2268,86	6,52
P2	55	2180,55	490,06	2809	3678,83	4530,65	2670,61	7,68
P1	60	2540,3	540,28	3364	4239,83	5425,81	3080,58	7,44
RDC	60	2888,07	598,46	3364	4796,58	5425,81	3486,53	8,42

Pour tous les poteaux :  $N_u < \overline{N}_u \Rightarrow$  ELU vérifié.

$\sigma_{ser} < \overline{\sigma} \Rightarrow$  ELS vérifié.

Les exigences du RPA sont satisfaites.

❖ Vérification au flambement :

Au début on a supposé l'élancement  $\lambda=35$

Pour chaque poteau on doit vérifier que  $\lambda < 35$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec : } L_f = 0,7L_0 ; i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\text{Pour poteau carré : } i = \frac{a\sqrt{3}}{6}$$

- Poteau 40\*40 :

$$i = \frac{\sqrt{3}}{6} * 40 = 11,55 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7*4,08}{11,55} = 24,73 < 35 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- Poteau 45\*45 :

$$i = \frac{\sqrt{3}}{6} * 45 = 12,99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7*4,08}{12,99} = 22 < 35 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- Poteau 50\*50 :

$$i = \frac{\sqrt{3}}{6} * 50 = 14,43 \text{ cm}$$

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

---

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot 4,08}{14,43} = 20 < 35 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- Poteau 55\*55 :

$$i = \frac{\sqrt{3}}{6} * 55 = 15,87 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot 4,08}{15,87} = 18 < 35 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- Poteau 60\*60 :

$$i = \frac{\sqrt{3}}{6} * 60 = 17,32 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot 4,08}{19,24} = 19,24 < 35 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Notre choix a vérifié toutes les conditions et les exigences réglementaires donc on va l'adopter.

### II.6 : Pré dimensionnement des voiles

Les voiles de contreventement ; ce sont des murs rigides en béton armé servent d'une part ; à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

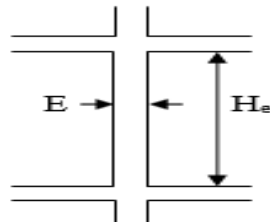


Figure II.5 : Schéma du voile.

Avec :

l= longueur du voile.

a=épaisseur du voile.

H<sub>e</sub>=hauteur libre de l'étage.

Le RPA 99 V2003 oblige d'introduire les voiles pour toute construction où la hauteur totale dépasse 8 m ; et c'est le cas de notre ouvrage.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux (résistants)

Le pré dimensionnement des voiles consiste à choisir une épaisseur convenable qui respecte les exigences réglementaires, dans notre cas :

$$A_{\min} \geq \max \left( 15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20} \right) \Rightarrow (\text{Art 7.7.1})$$

Pour le RDC et 1<sup>er</sup> étage :

$$H_e = (4,76 - 0,5) = 4,26 \text{ m.}$$

$$A_{\min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 426/20) \Rightarrow \text{ont choisis : } a=25 \text{ cm.}$$

Pour les autres étages (2<sup>ème</sup> ..... 8<sup>ème</sup>) :

$$H_e = (4,08 - 0,5) = 3,58 \text{ m.}$$

$$A_{\min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 358/20) \Rightarrow \text{ont choisis : } a=20 \text{ cm.}$$

Le RPA exige aussi que :  $L > 4a$ .

### II.7 : Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué ; et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites ; on adopte les dimensions suivantes qu'on a choisies à la fois sécuritaire et économique.

**Tableau II.14** : résultats du pré dimensionnement des éléments.

Eléments	Dimensions
Plancher corps creux	20+5
Dalle pleine	E=15 cm
Poutres porteuse (P.P)	B=30cm ; h=60cm
Poutres secondaires (P.S)	B=30 cm ; h=45 cm
Poteaux 8 étage	40*40(cm <sup>2</sup> )
Poteaux 7et 6 étages	45*45(cm <sup>2</sup> )
Poteaux 5 et 4 étages	50*50 (cm <sup>2</sup> )
Poteaux 3et 2 étages	55*55(cm <sup>2</sup> )
Poteaux 1 <sup>er</sup> et RDC	60*60(cm <sup>2</sup> )
Voiles 1 <sup>er</sup> et RDC	A=25 cm
Voiles (2 <sup>ème</sup> .....8 <sup>ème</sup> )	A=20 cm



CHAPITRE III  
Calcul Des Eléments  
Secondaires

**III.1 : Introduction**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ❖ Les éléments porteurs (ou principaux) : qui contribuent directement au contreventement ; à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure.
- ❖ Les éléments secondaires : ils ne participent pas directement à la stabilité d'ensemble de la structure.

Ils ont un caractère soit autonome et isostatique (comme l'acrotère, les balcons ; les linteaux, les éléments architectoniques ...), soit hyperstatiques « faiblement » (comme les escaliers, les dalles ...).

La caractéristique principale des éléments secondaires est que leur rupture n'entraîne pas automatiquement la rupture de la structure dans son ensemble.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment.

Nous citons : 1) l'acrotère.

2) La dalle pleine.

3) Les escaliers.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « C.B.A 93 –B.A.E.L91 » en respectant le règlement parasismique algérien « R.P.A99 V2003 ».

**III.2 : Calcul de l'acrotère**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le plancher terrasse ; dont la réalisation est nécessaire pour des raisons d'étanchéité.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à trois forces :

- Son poids propre (G).
- Une surcharge d'exploitation horizontale (main courante) (Q).
- Une force latérale due à l'effet sismique (Fp).

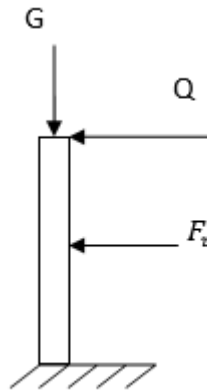


Figure III.1 : coupe transversale de l'acrotère.

### III.2.1 : Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

### III.2.2 : Evaluation des charges

A) Charges permanentes G :

G : le poids propre de l'acrotère  $G_{pp}$

$G_{pp}=1,73 \text{ KN/ml}$  « déjà calculé dans 2.4.4 »

- Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=18 \text{ KN/m}^3$ ).
- $G_{rs} = (0,02*18) * ((60+10) * 2 * 10^{-2}) = 0,504 \text{ KN/ml}$ .
- $G = (0,504+1,73) = 2,23 \text{ KN/ml}$ .

B) Charge d'exploitation Q :

Selon le « **D.T.R B.C.22** » :  $Q=1 \text{ KN/ml}$

C) La force due au séisme  $F_p$  :

Selon le R.P.A :  $F_p=4*A*C_P*W_P$  « **Art 6.2.3** »

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

$C_P$  : facteur de force horizontale.

$W_P$  : poids de l'acrotère.

Dans notre projet :  $A=0,3$  (zone III ; groupe d'usage 1.B) « RPA tableau 4.1 »

$C_p=0,8$  (élément en console)

« RPA99-V2003 », tableau 6.1

$W_p=2,23$  KN (pour une bande de 1m).

$F_p = (4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 2,23) = 2,14$  KN.

$Q = \max(1,5Q ; F_p) \Rightarrow Q = \max(1,5 \text{ KN} ; 2,14 \text{ KN})$

$Q = 2,14$  KN

Donc pour une bande de 1m de largeur :  $G = 2,23$  KN ;  $Q = 2,14$  KN.

### III.2.3 : Ferrailage à ELU

$N_u = 1,35G = 3,01$  KN.

$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,93$  KN.M

$T_u = 1,5 \cdot Q = 3,21$  KN.

$B = 100$  cm ;  $h = 10$  cm ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14,17$  MPa ;  $c = c' = 2$  cm ;  $F_e = 500$  MPa

On suppose que  $d = 0,75h = 7,5$  cm

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,93}{3,01} = 64,1 \text{ cm.}$$

Pour la justification vis-à-vis l'état limite de stabilité de forme (flambement) il faut remplacer  $e_1$  par  $e$  (excentricité réelle de calcul) :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :  $e_1$  : excentricité théorique.

$e_2$  : Excentricité accidentelle.

$e_a$  : Max (2cm ;  $h/250$ )  $\Rightarrow$  C.B.A.

$e_a = \max(2\text{cm} ; 60/250) \Rightarrow e_a = 2$  cm.

$e_2$  : Excentricité du second ordre (elle tient compte le fluage).

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \Phi)$$

Avec :  $L_f$  = longueur de flambement

$$L_f = (2 \cdot h) = (2 \cdot 0,6) = 1,2 \text{ m.}$$

$h$  : hauteur de la section  $h = 10 \text{ cm}$ .

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0}{0 + 1,29} = 0$$

$\Phi$  : Rapport de déformation du au fluage à la déformation instantanée ; généralement  $\Phi = 2$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,2^2}{0,1 \cdot 10^4} (2 + 0) = 0,009 \text{ m}$$

$$e = (0,641 + 0,009 + 0,02) = 0,67 \text{ m}$$

$$N_u = 3,01 \text{ KN.}$$

$$M_u = 3,01 \cdot 0,67 = 2,02 \text{ KN.M}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,02}{3,01} = 67 \text{ cm.}$$

On calcule le coefficient de remplissage  $\psi_1$  :

$$\psi_1 = 0,002 < 0,81 ; \psi_1 = 0,002 < \frac{2}{3}$$

On calcul l'excentricité relative  $\xi$  par la formule :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,002)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,002)})} = 0,1666.$$

On calcul  $e_{nc}$  avec :  $e_{nc} = (\xi \cdot h) = (0,1666 \cdot 10) \Rightarrow e_{nc} = 1,666 \text{ cm}$ .

$e = 67 \text{ cm} > e_{nc} = 1,666 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement comprimé.

Calcul à la flexion simple avec le moment par rapport aux aciers tendus  $M_{as}$ .

$$M_{as} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = (2,02 + 3,01) \cdot \left(0,075 - \frac{0,1}{2}\right) \Rightarrow M_{as} = 2,1 \text{ KN.M}$$

$$\mu = \frac{2,1 \cdot 10^6}{1000 \cdot 75^2 \cdot 14,17} = 0,0263 < \mu_r \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0269)}) = 0,033.$$

$$Z = 7,5(1 - 0,4(0,033)) = 7,4 \text{ cm.}$$

$$A_{sf} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{74 \cdot \frac{500}{1,15}} = 0,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{sf} \frac{Nu}{B_s} = 0,65 - \frac{3,01 \cdot 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \right).$$

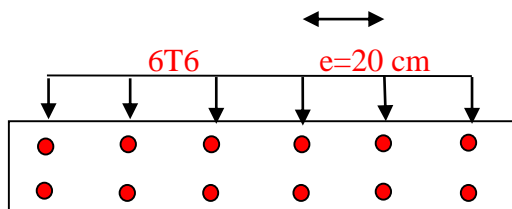
$$A_s \geq \max \left( \frac{100 \cdot 10}{1000} ; 0,23 \cdot 100 \cdot 7,5 \cdot \frac{2,1}{500} \right).$$

$$A_s \geq \max (1 \text{ cm}^2; 0,72 \text{ cm}^2).$$

$$A_s \geq 1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix : } 6T6 = 1,7 \text{ cm}^2.$$

Pour les armateurs de répartitions  $A_r$  :

$$A_r = (A_s/4) = (1,7/4) = 0,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2. (T6 ; e=20 \text{ cm}).$$



**Figure III.2 :** ferrailage longitudinale de l'acrotère.

Vérification du « d » : on doit vérifier que :  $d_{ext} > d_{cal} = 7,5 \text{ cm}$ .

$$d_{ext} = 10 - 2 - \frac{1,7 \cdot 0,3}{1,7} = 7,7 \text{ cm.}$$

$$d_{ext} = 7,7 \text{ cm} > d_{cal} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

### III.2.4 : Vérification à ELS

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = (333,33 ; 201,6)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$N_{ser}=2,23 \text{ KN} ; M_{ser}=1,28 \text{ KN.M}$$

$$B=100 \text{ cm} ; h=10 \text{ cm} ; d=7,7 \text{ cm} ; c_1=c_2=2,3 \text{ cm} ; A_s^1=A_s^2=1,7 \text{ cm}^2$$

On calcule la section homogénéisée S :

$$S = (b \cdot h) + 15(A_s^1 + A_s^2)$$

$$S = (100 \cdot 10) + 15(1,7 + 1,7) \Rightarrow S = 1051 \text{ m}^2$$

On calcule la position de l'axe neutre V :

$$V = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h^2 + 15(A_1 \cdot C_1 + A_2 \cdot d)}{S} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 10^2 + 15(1,7 \cdot 2,3 + 1,7 \cdot 7,7)}{1051}$$

$$V = V' = 5 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$$I_{G1} = (1/3) \cdot (b \cdot h^3) + 15(A_1 C_1^2 + A_2 d^2) - S V^2$$

$$I_{G1} = (1/3) \cdot (100 \cdot 10^3) + 15(1,71 \cdot 2,3^2 + 1,7 \cdot 7,7^2) + (1051 \cdot 5^2)$$

$$I_{G1} = 33333,33 + 1646,79 - 26275 \Rightarrow I_{G1} = 8705,12 \text{ cm}^4.$$

On calcule le moment par rapport à l'axe neutre :

$$M_{ser/G1} = M_{ser} - N_{ser} \cdot ((h/2) - V)$$

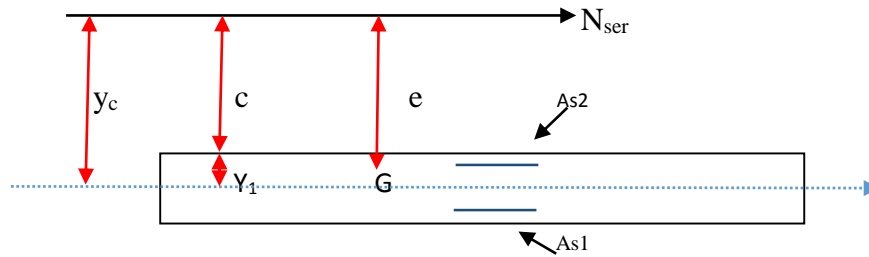
$$M_{ser/G1} = M_{ser} = 1,28 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{bc/min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{G1}} \cdot V$$

$$\sigma_{bc/min} = \frac{2,23 \cdot 10^3}{1051 \cdot 10^2} - \frac{1,28 \cdot 10^6}{8705,12 \cdot 10^4} \cdot 50 = (0,0212 - 0,74) = -0,72 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc/min} = -0,72 \text{ MPa} > 0 \Rightarrow$  c'est le cas d'une section partiellement comprimée.

$$e = (M_{ser}/N_{ser}) ; e = (1,28/2,23) = 57,4 \text{ cm.}$$



$$C=e-(h/2)= (57,4-5)=52,4 \text{ cm.}$$

Pour calculer la distance  $Y_1$  on cherche la racine de l'équation :

$$Y^3_c+py_c+q=0 ; \text{ avec :}$$

$$P=-3*c^2+ \frac{90*A1}{b}(C+C_1) + \frac{90*A2}{b}(C+d)$$

$$Q=2C^3- \frac{90*A1}{b} (C+C_1)^2 - \frac{90*A2}{b}(C+d)^2$$

$$\Delta=q^2+4(p/3)^3$$

On calcule P :

$$P= -3 (52,4)^2+ \frac{90*1,7}{100} (52,4 + 2,3) + \frac{90*1,7}{100} (52,4+7,7)$$

$$P= -8237,28 +83,691 +91,953 = -8061,636 \text{ cm}^2$$

$$Q= 2(52,4)^3 - \frac{90*1,7}{100} (52,4+2,3)^2 - (\frac{90*1,7}{100})*(52,4+7,7)^2$$

$$Q= 287755,65 - 4577,9 -5526,38 =277651,37 \text{ cm}^3$$

$$\Delta=(277651,37)^2 +4(\frac{-8061,636}{3})^3 = \text{valeur négative}$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \Phi = \arccos \left( \frac{q}{2} * \left( \frac{-p}{3} \right)^{-3/2} \right)$$

$$\Phi = 0,083 \text{ rad}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left( \frac{2\pi}{3} + \frac{\Phi}{3} \right) \Rightarrow y_c = 54,3 \text{ cm.}$$

$$D'où : y_1 = y_c - c = 54,3 - 52,4 \Rightarrow y_1 = 1,9 \text{ cm.}$$

On calcule les contraintes à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N-Y}{\frac{B*Y^2}{2} - 15*A(y-c) - 15A(d-y)} = \frac{2,23*10^3*19}{\frac{1000*19^2}{2} + 15*170(19-23) - 15*170*(77-19)} = 1,9 \text{ MPa.}$$



$$\sigma_{s1} = 15 \sigma_{bc} * \frac{y-c}{y} = 15 * 1,9 * \left(\frac{19-23}{19}\right) = - 6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \sigma_{bc} * \frac{D-Y}{y} = 15 * 1,9 * \left(\frac{77-19}{19}\right) = 87 \text{ MPa.}$$

❖ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 1,9 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

$$\sigma_s = 87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Donc L'ELS est vérifiée.

### III.2.5 : Vérification de l'effort tranchant

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

Avec :  $\tau_U = \frac{\tau_u}{b*d}$  ;  $\overline{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 * f_c * 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow$  fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{3,21 * 10^3}{1000 * 77} = 0,042 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 * 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,042 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

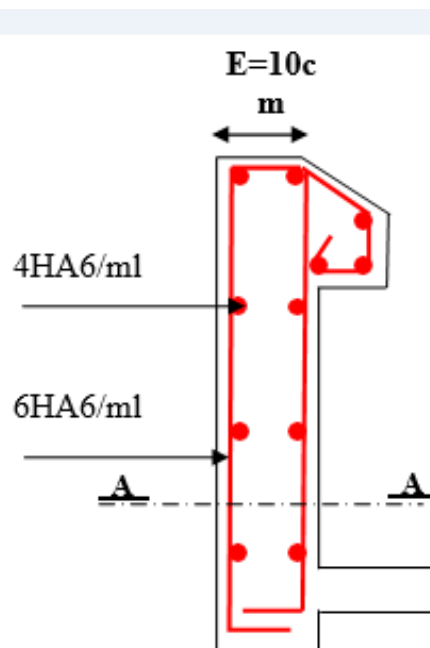


Figure III.3 : Ferrailage l'acrotère.

### III.3 : Calcul de la dalle pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale en béton armé ; dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis ; comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

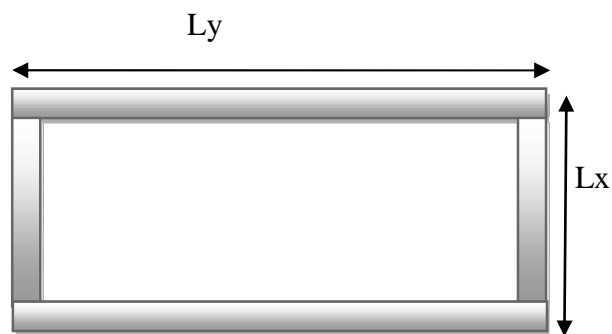


Figure III.4 : Panneau de dalle sur 4 appuis.

$L_x < L_y \Rightarrow$  si :  $\rho = L_x/L_y < 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens.

Si :  $\rho = L_x/L_y > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans deux sens.

#### III.3.1 : Ferrailage à ELU

Pour notre bâtiment on a deux panneaux de dalle sur 4 appuis ; nous calculons le ferrailage pour le panneau le plus sollicité par les formules de puejot qui donnent les moments par unité de longueur (bande de 1 m) au centre du panneau :  $M_x = \mu_x * p * l_x^2$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

$$P : (\text{KN/m}^2) \text{ avec : } p = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow (\text{ELU})$$

$$P = G + Q \Rightarrow (\text{ELS})$$

$$G = 8,65 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P^{\text{elu}} = (1,35 * 8,65) + (1,5 * 2,5) = 15,43 \text{ KN/m}^2.$$

Tableau III.1 : Calcul des moments pour les deux panneaux.

	L <sub>X</sub>	L <sub>Y</sub>	L <sub>X</sub> /L <sub>Y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
Panneau 1	5	6,9	0,72	0,0658	0,4624	25,38	11,74
Panneau 2	6,4	6,9	0,93	0,0428	0,0845	27,05	22,86

Dans les deux directions le panneau 2 est le plus sollicité.

Pour le calcul de ferrailage :

$$M_x = 27,05 \text{ KN.M/m}$$

$$M_y = 22,86 \text{ KN.M/m}$$

A) Pour la direction X-X :

$$M_x = 27,05 \text{ KN.M/m}$$

A) 1 : Pour la travée :

$$M_x^t = 0,75M_x = (0,75 * 27,05) = 20,29 \text{ KN.M/m}$$

On pose : d = 22 cm ; σ<sub>bc</sub> = 14,17 MPa

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * \sigma} = \frac{20,29 * 10^6}{1000 * 220^2 * 14,17} = 0,03.$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,03}) = 0,038 < \alpha_{lim}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22(1 - 0,4(0,038)) = 21,7 \text{ cm.}$$

$$A_s > \frac{M_x}{z * \sigma_s} = \frac{20,29 * 10^6}{217 * 435} * 10^{-2} = 2,15 \text{ cm}^2.$$

$$C.N.F: A_{s_{min}} = (0,72 * 10^{-3}) * (100 * 22) = 1,59 \text{ cm}^2.$$

Choix : 5T8 = 2,51 cm<sup>2</sup> ⇒ [T8 = ; e = 25cm]

Calcul de d<sub>ext</sub> :

$$d_{ext} = 25 - c_{ext}$$

$$c_{ext} = \frac{\Sigma A * x}{A} = \frac{2,51 * 2,5}{2,51} = 2,5 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{ext}} = (25 - 2,5) = 22,5 \text{ cm} > d_{\text{cal}} = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

A) 2 : sur appuis :

$$M_x^A = (0,5 * M_x) = (0,5 * 27,05) = 13,53 \text{ KN.M/m.}$$

$$\mu = \frac{13,53 * 10^6}{1000 * 220^2 * 14,17} = 0,02$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,02}) = 0,025 < \alpha_{\text{lim}} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$Z = 22(1 - (0,4 * 0,025)) = 21,8 \text{ cm.}$$

$$A_s > \frac{13,53 * 10^6}{218 * 345} * 10^{-2} = 1,43 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 1,59 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow (\text{C.N.F})$$

$$\text{Choix : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow [T8 ; e = 30 \text{ cm}].$$

B) Pour la direction Y-Y :

$$M_y = 22,86 \text{ KN.M/m}$$

B) 1 : pour la travée :

$$M_y^t = 0,75 M_y = (0,75 * 22,86) = 17,15 \text{ KN.M/m}$$

$$\text{On pose: } d = 21 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{17,15 * 10^6}{1000 * 210^2 * 14,17} = 0,027$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 0,4 * 0,034}) = 0,034 < \alpha_{\text{lim}} \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$Z = 21 * (1 - 0,4 * 0,034) = 20,7 \text{ cm.}$$

$$A_s > \frac{17,15 * 10^6}{207 * 435} * 10^{-2} = 1,9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{C.N.F: } A_{s_{\text{min}}} = (0,72 * 10^{-3}) * (21 * 100) = 1,51 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix : } 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow [T8 ; e = 25 \text{ cm}].$$

On calcule  $d_{\text{ext}}$ :

$$c_{\text{ext}} = \frac{2,51 \cdot 3,2}{2,51} = 3,2 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{ext}} = (25 - 3,2) = 21,8 \text{ cm} > d_{\text{cal}} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

B) 2 : Sur appuis :

$$M_y^a = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \cdot 22,86 = 11,43 \text{ KN.M/m}$$

$$\mu = \frac{11,43 \cdot 10^6}{1000 \cdot 210^2 \cdot 14,17} = 0,018$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018}) = 0,023 < \alpha_{\text{lim}}$$

$$Z = 21 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,023) = 20,8 \text{ cm}$$

$$A_s > \frac{11,43 \cdot 10^6}{208 \cdot 435} \cdot 10^{-2} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow T8 ; e = 30 \text{ cm}$$

$$c_{\text{ext}} = 3,2 \text{ cm} ; d_{\text{ext}} = 21,8 \text{ cm} > d_{\text{cal}} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

**Conclusion :**

Suivant : X-X  $\Rightarrow$  travée : 5T8 ; (T8 ; e=25 cm)

Appui : 4T8 ; (T8 ; e=30 cm)

Suivant : Y-Y  $\Rightarrow$  travée : 4T8 ; (T8 ; e=25 cm)

Appui : 4T8 ; (T8 ; e=30 cm)

Vérifications des espacements :

$$E < \min(3h ; 33 \text{ cm}) ; e < \min(75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

E=30 cm  $\Rightarrow$  espacements vérifiés.

### III.3.2 : Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\text{max}} = \frac{Pu \cdot Ly}{2} \cdot \frac{1}{2 + \frac{0}{2}} \cdot \frac{15,43 \cdot 6,9}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,93}{2}} = 36,3 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que :  $\tau_{\text{bu}}^{\text{max}} < \bar{\tau}$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{36,3*10^3}{1000*220} = 0,17 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 * \frac{f_{c28}}{y_b} = \frac{0,07*25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu}^{max} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.3 : Vérifications à l'ELS

$$P_s = G + Q = (8,65 + 2,5) = 11,15 \text{ KN/m}^2.$$

$$L_x/L_y = (6,4/6,9) = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,05 ; \mu_y = 0,8939$$

$$M_x = \mu_x * P_s * L_x^2 = 0,05 * 11,15 * 6,4^2 = 22,83 \text{ KN.M/m.}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 20,41 \text{ KN.M/m}$$

Suivant X-X :

$$\text{Travée : } M_x^t = (0,75M_x) = 17,12 \text{ KN.M/m.}$$

$$\text{Appui : } M_x^a = (0,5M_x) = 11,42 \text{ KN.M/m.}$$

Suivant Y-Y :

$$\text{Travée : } M_y^t = 0,75M_y = 15,31 \text{ KN.M/m.}$$

$$\text{Appuis : } M_y^a = 0,5M_y = 10,21 \text{ KN.M/m.}$$

A) Vérification des contraintes :

$$\text{❖ Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * x < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{❖ Acier : } \sigma_s = n * \frac{M_{ser}}{I} * (d-x) < \bar{\sigma}_s \text{ avec : } n=15$$

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification pour les aciers.

- Détermination de la valeur de « X » :

$$\frac{b}{2} x^2 + n(As + As') * x - n(As * d + As' * c') = 0$$

- Détermination du moment d'inertie « I » :

$$\frac{b * x^3}{3} + n * As' * (x - c') + n * As(d - x)^2$$

Les résultats trouvés en travées et sur appuis dans les deux directions sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.2 :** vérification des contraintes dans le béton à ELS.

	M <sub>ser</sub> (KN.M/m)	As (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <σ̄ <sub>bc</sub>
Travée x-x	17,12	2,51	3,76	14994	4,3	Oui
Travée y-y	15,31	2,51	3,69	14023	4	Oui
Appui x-x	11,42	2,01	3,4	12309	3,15	oui
Appui y-y	10,21	2,01	3,34	11516	3	oui

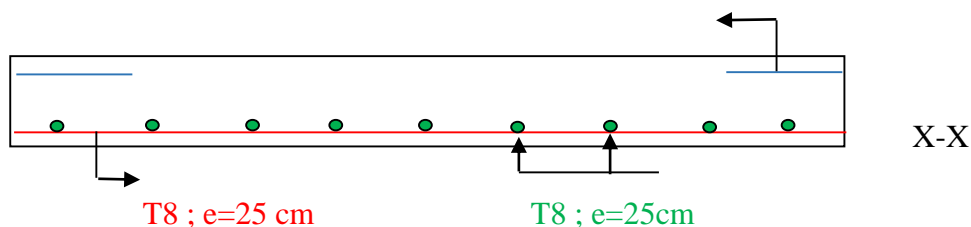
B) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche ; si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

- ❖  $\frac{e}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx} \Rightarrow 0,04 > 0,037 \dots\dots$  vérifiée
- ❖  $\frac{e}{Lx} \geq \frac{1}{27}$  à  $\frac{1}{35} \Rightarrow 0,04 > 0,037$  à  $0,028 \dots\dots$  vérifiée
- ❖  $\frac{A}{b*d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow (1,2*10^{-3}) < (8,4*10^{-3}) \dots\dots$  Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées ; donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

T8 ; e=30cm



T8 ; e=30cm

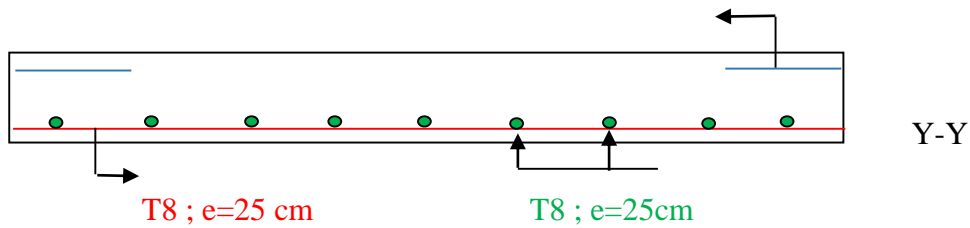


Figure III.5 : Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.

### III.4 : Calcul des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant la circulation entre les différents niveaux d'un immeuble.

- (1) : e (épaisseur du palier de repos).
- (2) :  $L_0$  (projection horizontale de la paillasse).
- (3) : g (giron – largeur de la marche).
- (4) : h (hauteur du contre marche).
- (5) :  $H_0$  (hauteur de la volée).
- (6) :  $\alpha$  (inclinaison de la paillasse).

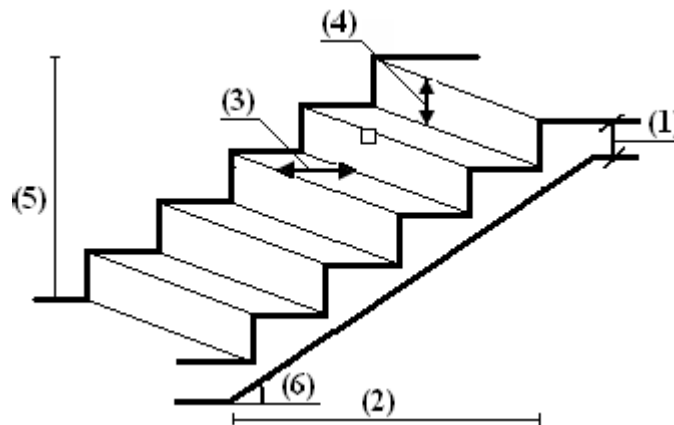


Figure III.6: schéma d'un escalier.

#### III.4.1 : Dimensions des escaliers

Dans notre bâtiment il y'a 2 types d'escaliers :

##### ❖ Pour le type 01

Ce sont des escaliers à 3 volées et 2 paliers de repos d'après les plans d'architecture ; les escaliers ont les dimensions suivantes :



- ❖ La hauteur de la contre marche  $h=17$  cm.
- ❖ La largeur de la marche (giron)  $g=30$  cm.
- ❖ La longueur de la marche (emmarchement)  $L=140$  cm.

Vérification de la formule « BLONDEL » :

Pour le confort des usagers des escaliers ; on doit respecter la condition de « BLONDEL ».

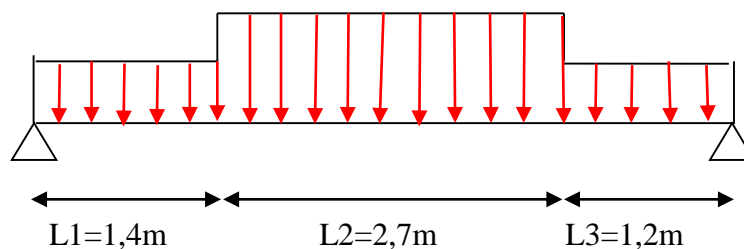
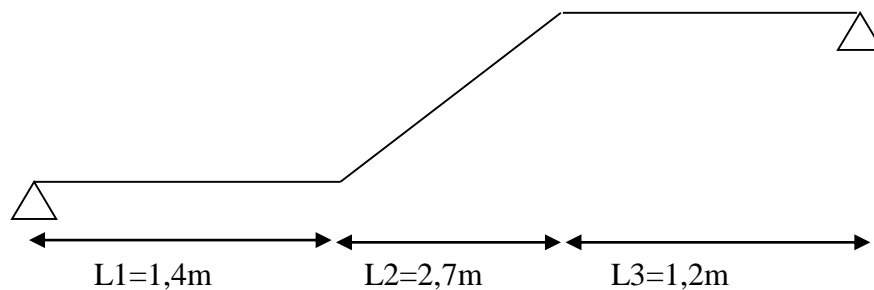
$$59 < 2h+g < 66 \text{ cm}$$

$$17 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \quad ; \quad g > 23 \text{ cm}$$

- ❖  $H=17 \text{ cm} \Rightarrow$  vérifier
- ❖  $G= 30 \text{ cm} \Rightarrow$  vérifier
- ❖  $2h+g= (2*17) +30=64 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifier

Les conditions de « BLONDEL » sont satisfaites

- Détermination de l'épaisseur de la dalle (palier+ paillasse) :



$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{530}{30} < e < \frac{530}{20}$$

$17,6 \text{ cm} < e < 26,5 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  $e=20\text{cm}$

## III.4.2 : Evaluation des charges sur les escaliers

❖ Sur la paillasse :

Tableur III.3 : charges permanent sur la paillasse.

Désignation	P (KN/m <sup>3</sup> )	E (m)	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage verticale	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Paillasse	25	0,2	5
Enduit plâtre	10	0,015	0,15
Revêtement du sol en carrelage horizontale	22	0,02	0,44
Marche	22	0,17/2	1,87
		ΣG	8,87

❖ Sur palier :

Tableau III.4 : charges permanent sur le palier.

Désignation	P (KN/m <sup>3</sup> )	E (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit plâtre	10	0,015	0,15
Palier (dalle pleine)	25	0,2	5
		ΣG	6,35

La charge d'exploitation Q :

Pour les escaliers  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ 

Pour la paillasse :

$$Q_u = (1,35 \cdot 8,8) + (1,5 \cdot 2,5) = 15,63 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{ser} = 8,8 + 2,5 = 11,3 \text{ KN/m}^2.$$

Pour le palier :

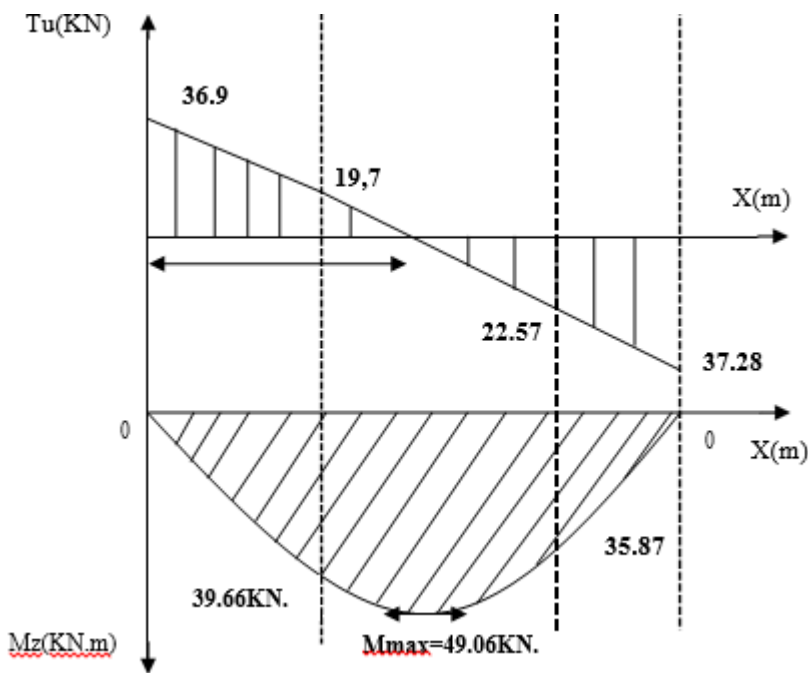
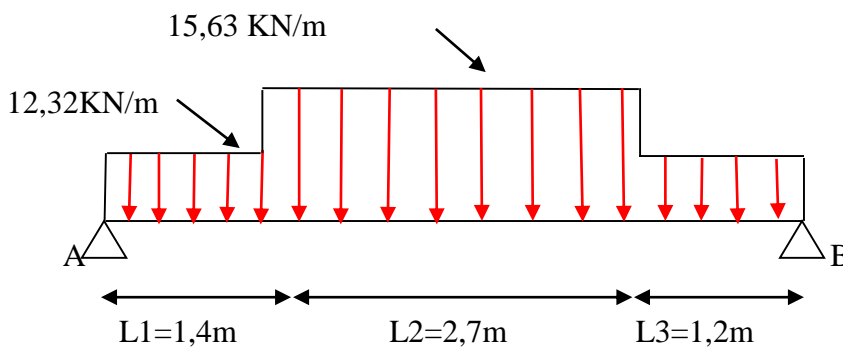
$$Q_u = (1,35 \cdot 6,35) + (1,5 \cdot 2,5) = 12,32 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{ser} = 8,85 \text{ KN/m}^2.$$

### III.4.3 : Calcul des sollicitations

On calcul les sollicitations pour une bande de 1m à la flexion simple, on trace les diagrammes des efforts internes par la R.D.M :

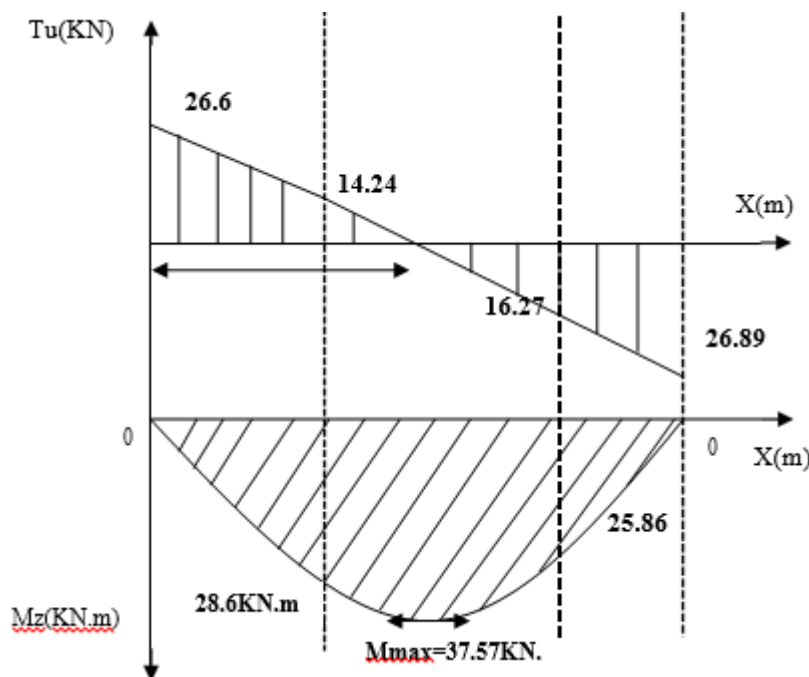
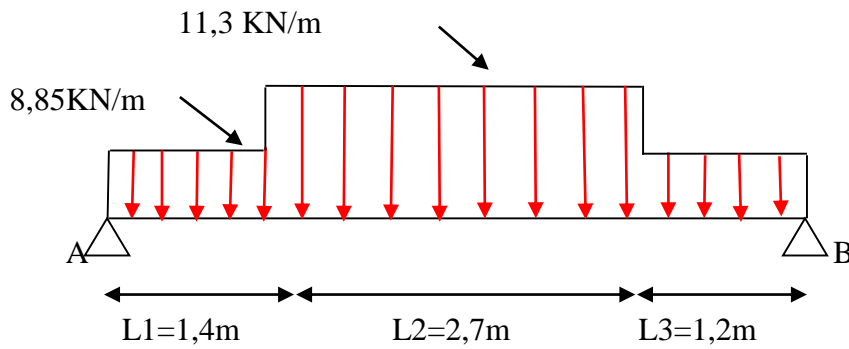
- Schéma statique ELU :



$$M_u^{max} = 49,06 \text{ KN.m} ; T_u^{max} = 37,28 \text{ KN}.$$

Figure III.7 : digramme des efforts interne sur les escaliers (ELU).

- Schéma statique (ELS) :



$$M_{ser}^{max}=37,57 \text{ KN.m} ; T_{ser}^{max}=26,89 \text{ KN.}$$

Figure III.8 : digramme des efforts interne sur les escaliers (ELS).

### III.4.4 : Détermination du ferrailage

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuie (plus au moin encastree) ( $0,85M_0$  en travée et  $0,3M_0$  sur appuis).

#### III.4.4.A : En travée

$$H=0,2\text{m} ; b=1\text{m} ; d=17,5 \text{ cm}$$

$$M_u^t=0,85M^{max}=(0,85*49,06)=41,7 \text{ KN.M}$$

$$\mu = \frac{41,7 \cdot 10^6}{1000 \cdot 175^2 \cdot 14,17} = 0,096 < \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,096)}) = 0,13$$

$$Z = 17,5 \cdot (1 - (0,4 \cdot 0,13)) = 16,6 \text{ cm}$$

$$A_s > \frac{41,7 \cdot 10^6}{435 \cdot 166} \cdot 10^{-2} = 5,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{C.N.F: } A_s > 0,23 \cdot 100 \cdot 17,5 \cdot \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_s > 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (T12 ; e=20\text{cm})$$

Vérification du  $d_{\text{ext}}$ :

$$d_{\text{ext}} = h - c_{\text{ext}} = 20 - 1 - \frac{6,79 \cdot 0,6}{6,79} = 18,4 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{ext}} = 18,4 \text{ cm} > d_{\text{cal}} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

Armateur de répartition  $A_r$  :

$$A_r = (A_s/4) = (6,79/4) = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (T10 ; e=30 \text{ cm})$$

#### III.4.4.B : Sur appuis :

$$H=20 \text{ m} ; b=1000 \text{ cm} ; d=17,5 \text{ cm}$$

$$M_u^a = (0,3 \cdot 49,06) = 15 \text{ KN.M}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 10^6}{1000 \cdot 175^2 \cdot 14,17} = 0,035 < \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,035)}) = 0,045.$$

$$Z = 17,5 \cdot (1 - (0,4 \cdot 0,045)) = 17,2 \text{ cm.}$$

$$A_s > \frac{15 \cdot 10^6}{435 \cdot 172} \cdot 10^{-2} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{C.N.F: } A_s > 0,23 \cdot 100 \cdot 17,5 \cdot \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_s > 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow [T10 ; e=20\text{cm}]$$

Vérification du  $d_{ext}$  :

$$d_{ext}=18,5 \text{ cm} > d_{cal}=17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

Armateur de répartition  $A_r$  :

$$A_r = (A_s/4) = (4,71/4) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10=3,14 cm<sup>2</sup>/ml  $\Rightarrow$  [T10 ; e=30 cm]

### **III.4.5 : Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{37,28 \cdot 10^3}{1000 \cdot 185} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifier}$$

### **III.4.6 : Vérifications à ELS**

#### **III.4.6.A : Vérifications des contraintes**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est demandée pour les aciers.

On doit vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s' \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

Avec : n=15

Après calcul on trouve :

$$X = 5,2 \text{ cm} ; I = 22433 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = (37,57 \cdot 0,85) = 31,9 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{31,9 \cdot 10^6}{22433 \cdot 10^4} \cdot 52 = 7,4 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifier}$$

### III.4.6.B : Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :  
(C.B.A 93)

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,074 > 0,0625 \text{ (vérifier)}$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,074 < 0,085 \text{ (non vérifié)}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0037 < 0,0084 \text{ (vérifier)}$$

Une seule condition n'est pas vérifiée ; dont il est nécessaire de calculer la flèche.

- Flèche totale :  $\Delta f_t = f_y - f_i \leq \bar{f}$

- Avec :  $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10Ei \cdot I_i}$  ;  $f_y = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10Ev \cdot I_v}$

$$\bar{f} = L/500 \Rightarrow (L=2,7 \text{ m} < 5\text{m})$$

❖ Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :

Selon le C.B.A 93 :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)^2 + 15 \cdot A_s' \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \left. \vphantom{I_{fi}} \right\} \text{moment d'inertie fictive}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_t \cdot 28}{\rho \cdot \left( 2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{3} \cdot \lambda_i$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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

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

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} ; E_v = 10819 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

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

M <sub>ser</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
31,9	6,79	0,0037	256	5,676	2,27	0,625	73853	17864	33587

Donc : f<sub>i</sub> = 0,4 cm ; f<sub>v</sub> = 0,65 cm

Δ<sub>ft</sub> = 0,25 cm ≤ 0,54 cm ⇒ vérifier

### ❖ Escalier type 02

Le 2<sup>ème</sup> type d'escalier que contient notre bâtiment, ces des escaliers appuyés sur les voiles de la cage d'ascenseur allant de R.D.C jusqu'à 2<sup>ème</sup> étage.

Dans ce cas les marches peuvent être considérées comme encastées dans les voiles.

#### 1/Dimensions :

- La hauteur de la contre marche h = 17 cm.
- La largeur de la marche g = 30 cm.
- La longueur de la marche l = 160 cm.
- L'épaisseur de la dalle (palier et paillasse) e = 20 cm.

#### 2/Evaluation des charges :

On considère les mêmes charges que les escaliers de type 01 :

G = 8,8 KN/m<sup>2</sup> (sur la paillasse)

G = 6,35 KN/m<sup>2</sup> (sur le palier)

Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>



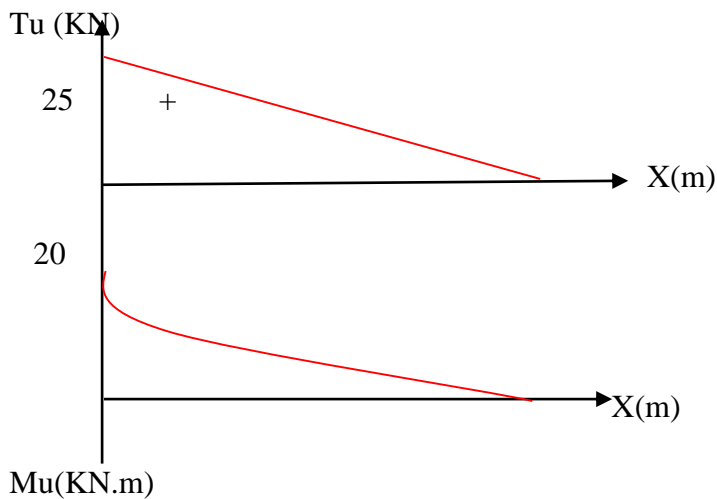
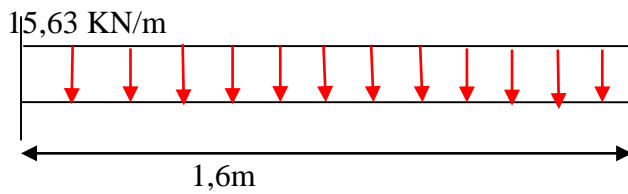
3/calcul des sollicitations :

$$Q_u = (1,35 \cdot 8,8) + (1,5 \cdot 2,5) = 15,63 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = (8,8 + 2,5) = 11,3 \text{ KN/m}^2$$

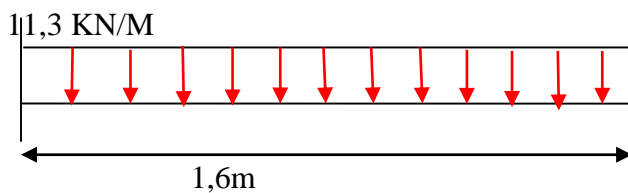
On calcul les sollicitations pour une bande de 1m à la flexion simple ; on trace les diagrammes des efforts internes par la R.D.M.

- Schéma statique (ELU) :

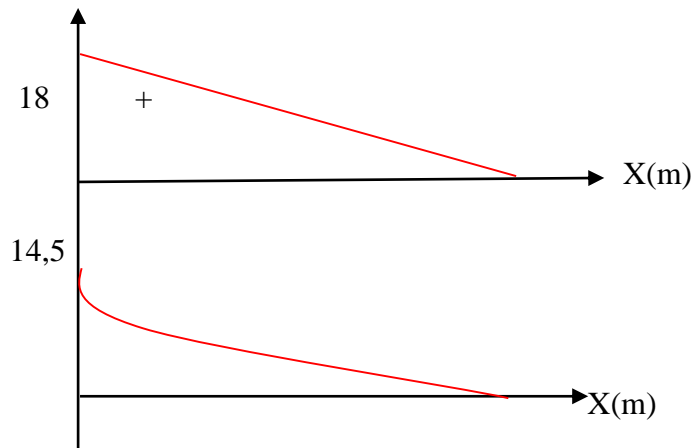


$$M_u^{\max} = 20 \text{ KN.m}; T_u^{\max} = 25 \text{ KN.}$$

- Schéma statique (ELS)



T<sub>ser</sub> (KN)



M<sub>ser</sub>(KN.M)

$$M_{ser} = -14,5 \text{ KN.M} ; T_{ser} = 18 \text{ KN.}$$

#### 4/Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre console encastree à une extrémité et libre à l'autre avec un moment max au niveau de l'encastrement.

Les fibres tendues sont dans la partie supérieure de la section.

$$H=0,2\text{m}; b=1\text{m}; d=17,5\text{m}; M_u=20 \text{ KN.M}$$

$$\mu = \frac{20 \cdot 10^6}{1000 \cdot 175^2 \cdot 14,17} = 0,046 < \mu_R \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,046}) = 0,059.$$

$$Z = 17,5 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,059) = 17 \text{ cm.}$$

$$A_s \geq \frac{20}{170 \cdot 435} 10^6 = 2,7 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix : } 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{CNF : } A_s \geq 0,23 \cdot 100 \cdot 175 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow [T10 ; e=25 \text{ cm}]$$

Vérification du  $d_{ext}$  :

$$d_{ext} = h - c_{ext} = 20 - 1 - \frac{3,93 \cdot 0,5}{3,93} = 18,5 \text{ cm.}$$

$$d_{ext} = 18,5 \text{ cm} > d_{cal} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

Armature de répartition Ar :

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{3,93}{4} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> ⇒ [T8 ; e=30 cm]

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{25 * 10^3}{1000 * 185} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  vérifier

❖ Vérification à ELS

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est demandée pour les aciers.

On doit vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * x < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\frac{b * x^2}{2} + n * (As + As')x - n * (As * d + As' * c') = 0$$

$$\frac{b * x^3}{3} + n * As'(x - c')^2 + n * As(d - x)^2$$

Avec : n=15

Après calcul on trouve :

X=4,1 cm ; I=14521 cm<sup>2</sup> ; M<sub>ser</sub>=14,5 KN.M

$$\sigma_{bc} = \frac{14,5 * 10^6 * 41}{14521 * 10^4} = 4,1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  vérifier

❖ Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :  $\Delta_{ft} < \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{160}{250} = 0,64 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = f_v - f_i$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{4E_i \cdot I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{4E_v \cdot I_{fv}}$$

On calcule le moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15A_s \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 + 15A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - c'\right)^2$$

Moment d'inertie fictive :

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft28}{\rho \cdot \left(2 + \frac{b_0}{b}\right)} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + ft28} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} ; E_v = 10819 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6 :** vérification de la flèche de l'escalier type 2.

$M_{ser}$	$A_s$	$\rho$	$\sigma_s$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$	$I_{fi}$	$I_{fv}$
14,5	3,93	0,0021	200	10	4	0,028	70926	60952	70160

$$f_i = 0,47 \text{ mm} ; f_v = 1,25 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ft} = 0,78 \text{ mm} < \bar{f} = 6,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

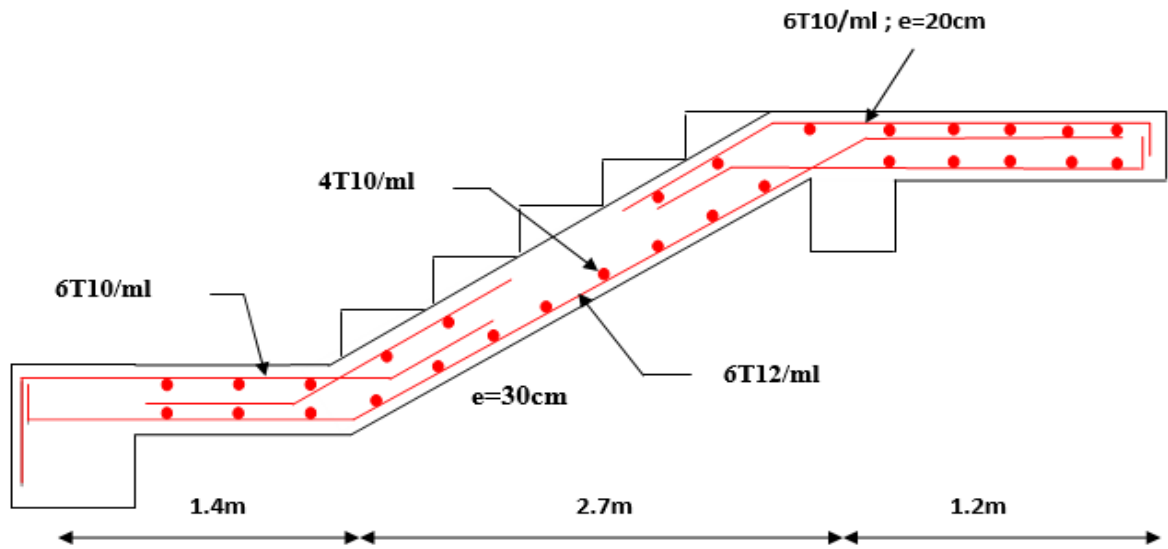


Figure III.9: Schéma de ferrailage des escaliers.

# CHAPITRE IV

## Etude dynamique

**IV.1 : Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie ; les secousses sismiques.

Ils sont sans doute celles qui ont l'effet le plus destructeur dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

**IV.2 : Choix de la méthode de calcul**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux Principales méthodes.

**IV.2.1 : Méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique Qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

**IV.2.2 : Méthodes dynamiques**

Qui regroupe.

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La hauteur de notre structure (zone III, groupe d'usage B1), donc La méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

**IV.3 : Présentation de la méthode modale spectrale**

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées

par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0,8 * V_{\text{sta}}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}})$ .

Avec :

$V_{\text{dyn}}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

$$V_{\text{sta}} = \frac{A * D * Q * W}{R}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- Groupe d'usage (B1)  $\Rightarrow A=0,3$
- Zone sismique (III)
- Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.
- $Q = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow$  **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau 4. (À noter que c'est la même dans les deux sens).



Tableau IV.1 : Valeur de facteur de qualité Q.

N°	Critère q	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0,05
2	Redondance en plan	Non Vérifié	0,05
3	Régularité en plan	Non Vérifié	0,05
4	Régularité en élévation	Non Vérifié	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
6	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Donc :  $Q_X=Q_Y= 1,2$

- $W=\sum_{i=1}^n *W_i$  ; avec :  $W_i=W_{Gi}+\beta*W_{Qi}\Rightarrow$ **RPA99 (Formule 4.5)**
- W : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- $\beta$ : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**IV.4 Etude de La structure gauche :**

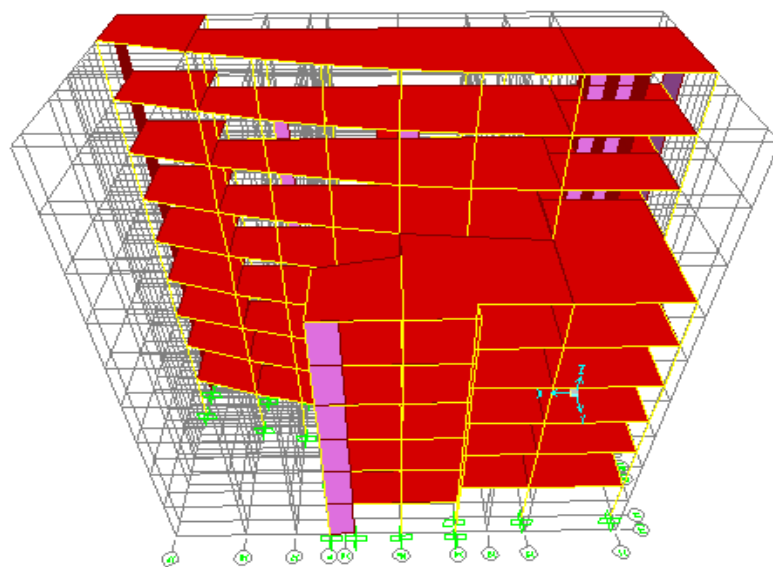


Figure IV.1 : Model de la structure gauche.

Poids de la structure :  $W_g=47807,3$  KN

$$2,5\eta \quad \Rightarrow 0 < T < T_2$$

$$D=2,5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow T_2 < T < 3.0 \text{ s}$$

$$2,5\eta (T_2/3)^{2/3} * (3/T)^{5/3} \quad \Rightarrow T > 3.0\text{s}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} > 0,7$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\% \Rightarrow \text{D'où, } \eta = 0,82$$

On a un site meuble S2 :  $T_1=0,15\text{s}$ ;  $T_2=0,40\text{s}$

- Calcul de la période fondamentale de la structure : Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$T = C_T * h_n^{(3/4)}$$

$$T = \frac{0,9 * h}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$H=38,08\text{m}$  : Hauteur total du bâtiment

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$$T = 0,05 * (38,08^{3/4}) = 0,766 \text{ s}$$

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$L_x = 36,31\text{m} \Rightarrow T_x = 0,57\text{s} \Rightarrow D_x = 1,614$$

$$L_y = 19,32\text{m} \Rightarrow T_y = 0,78\text{s} \Rightarrow D_y = 1,323$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{0,3 * 1,614 * 1,2 * 47807,3}{5} = 5555,6 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0,3 * 1,2 * 1,323 * 47807,3}{5} = 4553,93 \text{ KN.}$$

❖ Spectre de réponse de calcul :

Pour la méthode dynamique modale de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta * \frac{Q}{R} - 1)\right) & \Rightarrow 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & \Rightarrow T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \Rightarrow T_2 < T < 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} * \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \Rightarrow T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

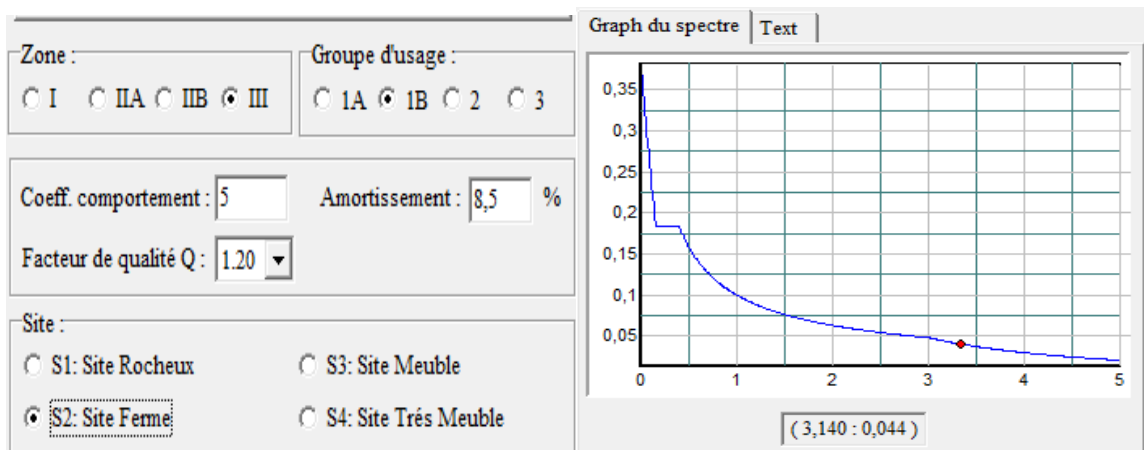


Figure IV.2 : Spectre de réponse.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale d'analyse par éléments fini dénommé SAP 2000.v14.

### La disposition des voiles adopté

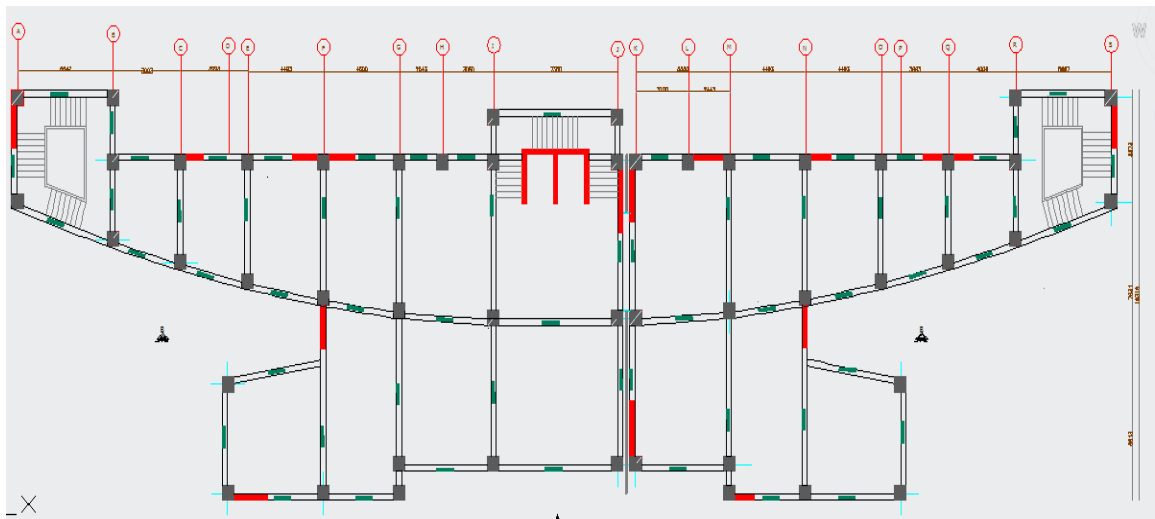


Figure IV.3 : disposition des voiles.

### IV.4.1 : Interprétation des résultats de la modélisation

1/Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2 : Périodes et taux de participation.**

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	1,000297	0,01354	0,66061	0,00018	0,01354	0,66061
2	0,950145	0,56121	0,01575	0,00001561	0,57474	0,67637
3	0,79213	0,12983	0,00036	0,00001299	0,70458	0,67673
4	0,324556	0,00953	0,13878	0,00017	0,7141	0,81551
5	0,319462	0,09553	0,0266	0,00027	0,80963	0,8421
6	0,240617	0,04815	0,00167	0,000003824	0,85778	0,84378
7	0,163958	0,02809	0,0176	0,00000815	0,88587	0,86138
8	0,148402	0,02114	0,04568	0,00158	0,90702	0,90706
9	0,122004	0,00022	0,00042	0,17426	0,90724	0,90748
10	0,113107	0,113107	0,00454	0,00054	0,92255	0,91202
11	0,10074	0,00048	0,00001856	0,00004049	0,92303	0,91204
12	0,095558	0,00326	0,0016	0,03745	0,92629	0,91365

**IV.4.1.1 : Justification de l'interaction portique-voiles**

❖ Sous charge verticale ELS :

Le RPA 99 est exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 4.3.

**Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.**

	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	41931	10400	80,2	19,8
1 étage	35815	8800	80,3	19,7
2 étages	31579	6316	83	17
3 étages	30000	6021	79,5	20,5
4 étages	23622	4724	81,8	18,2
5 étages	17279	3460	79	21
6 étages	1124	2400	79,3	20,7
7 étages	7280	1456	80	20
8 étages	3629	726	80,6	19,4

Sous-charges horizontales :

Les RPA99/2003 (Art3.4. a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.4.

- Suivant X-X :

**Tableau IV.4 : L'interaction sous charge horizontale X-X.**

	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	2764,74	2742,80	50,2	49,8
1 étage	1220,31	1198,56	50,45	49,55
2 étages	846,21	819,54	50,80	49,2
3 étages	674,08	634,67	51,50	48,5
4 étages	518,83	471,17	52,41	47,59
5 étages	331,85	294,31	53	47
6 étages	286,36	274,54	51,05	48,95
7 étages	101,72	112,97	47,38	52,62
8 étages	61	66	48	52

L'interaction sous charge horizontale est vérifiée suivant X-X.

- Suivant Y-Y :

**Tableau IV.5 : L'interaction sous charge horizontale Y-Y.**

	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	3648,17	3663,27	49,9	50,10
1 étage	1044,94	1044,03	50,02	49,98
2 étages	476,22	458	50,98	49,02
3 étages	913,21	909,65	50,10	49,9
4 étages	1191,04	1188,14	50,06	49,94
5 étages	1154,8	1154,8	50	50
6 étages	969,95	964,62	50,14	49,86
7 étages	778,74	769,68	50,29	49,71
8 étages	383,46	375,65	50,52	49,48

L'interaction sous charge horizontale est vérifiée suivant Y-Y.

**IV.4.2 : Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = N_d / (B \cdot f_{c28}) \leq 0.3$

**Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	Nd (KN)	Type de poteaux	B (m2)	$\nu$	Remarque
RDC	3600	70*70	4900	0,294	Vérifier
R+1	3488,018	70*70	4900	0,285	Vérifier
R+2	2946,043	65*65	4225	0,240	Vérifier
R+3	2427,894	65*65	4225	0,198	Vérifier
R+4	1916,518	60*60	3600	0,156	Vérifier
R+5	1420,897	60*60	3600	0,116	Vérifier
R+6	921,756	55*55	3025	0,075	Vérifier
R+7	606,49	55*55	3025	0,05	Vérifier
R+8	317,531	50*50	2500	0,026	Vérifier

L'effort normal réduit est vérifié.

**IV.4.3 : Vérification des déplacements**

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

R : coefficient de comportement (R=5).

- Déplacement suivant X-X :

**Tableau IV.7 : Vérification des déplacements x-x.**

	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_t$
RDC	0,25	1,25	0	1,25	478	0,262
R+1	0,79	3,95	1,25	2,7	478	0,565
R+2	1,34	6,7	3,95	2,75	408	0,674
R+3	1,93	9,65	6,7	2,95	408	0,723
R+4	2,52	12,6	9,65	2,95	408	0,723
R+5	3,06	15,3	12,6	2,7	408	0,661
R+6	3,56	17,8	15,3	2,5	408	0,612
R+7	4,03	20,15	17,8	2,35	408	0,575
R+8	4,45	22,25	20,15	2,1	408	0,514

- Déplacement suivant Y-Y :

**Tableau IV.8 :** Vérification des déplacements Y-Y.

	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_t$
RDC	0,16	0,8	0	0,8	478	0,167
R+1	0,54	2,7	0,8	1,9	478	0,397
R+2	0,96	4,85	2,7	2,15	408	0,526
R+3	1,48	7,4	4,85	2,55	408	0,625
R+4	2,03	10,15	7,4	2,75	408	0,674
R+5	2,57	12,85	10,15	2,7	408	0,618
R+6	3,13	15,65	12,85	2,8	408	0,686
R+7	3,67	18,35	15,65	2,7	408	0,618
R+8	4,2	21	18,35	2,65	408	0,650

Déplacement vérifié suivant Y-Y.

#### IV.4.4 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

- Suivant X-X :

**Tableau IV.9 :** Vérification de l'effet P- $\Delta$ X-X.

	$H_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\Phi_K$
RDC	478	46964,4	1,25	4452,67	0,028
R+1	478	40121,46	2,7	4293,98	0,053
R+2	408	33278,53	2,75	3934,15	0,057
R+3	408	27071,54	2,95	3505,26	0,056
R+4	408	21347,8	2,95	3036,83	0,051
R+5	408	15783,43	2,7	2476,74	0,042
R+6	408	10135,5	2,5	1843,95	0,034
R+7	408	6823,78	2,35	1519,77	0,026
R+8	408	3530,53	2,1	1387,68	0,013

L'effet P- $\Delta$  est vérifié.

- Suivant Y-Y :

**Tableau IV.10** : Vérification de l'effet P-ΔY-Y.

	H <sub>K</sub> (cm)	P <sub>K</sub> (KN)	Δ <sub>K</sub> (cm)	V <sub>K</sub> (KN)	Φ <sub>K</sub>
RDC	478	46964,4	0,8	3651,94	0,022
R+1	478	40121,46	1,9	3519,94	0,045
R+2	408	33278,53	2,15	3206	0,055
R+3	408	27071,54	2,55	2839,86	0,06
R+4	408	21347,8	2,75	2473,62	0,058
R+5	408	15783,43	2,7	2065,37	0,051
R+6	408	10135,5	2,8	1615,78	0,043
R+7	408	6823,78	2,7	1381,60	0,033
R+8	408	3530,53	2,65	1257,58	0,018

L'effet P -Δ est vérifié.

**IV.4.5 : Vérification de V à la base**

F<sub>x</sub>=2094,95 KN.

F<sub>y</sub>=2164,95 KN.

On v à majoré E<sub>x</sub> et E<sub>y</sub> :

E<sub>x</sub>= (9,81\*1,26) =13,0669.

E<sub>y</sub>= (9,81\*1,081) =10,3397.

**Tableau IV.11** : Vérification V à la base.

	V <sub>dy</sub> (KN)	0,8*V <sub>st</sub> (KN)	Observation
Sens X-X	4502	4453,23	Vérifier
Sens Y-Y	3652,58	3643,53	Vérifier



IV.5. Etude de La structure droite :

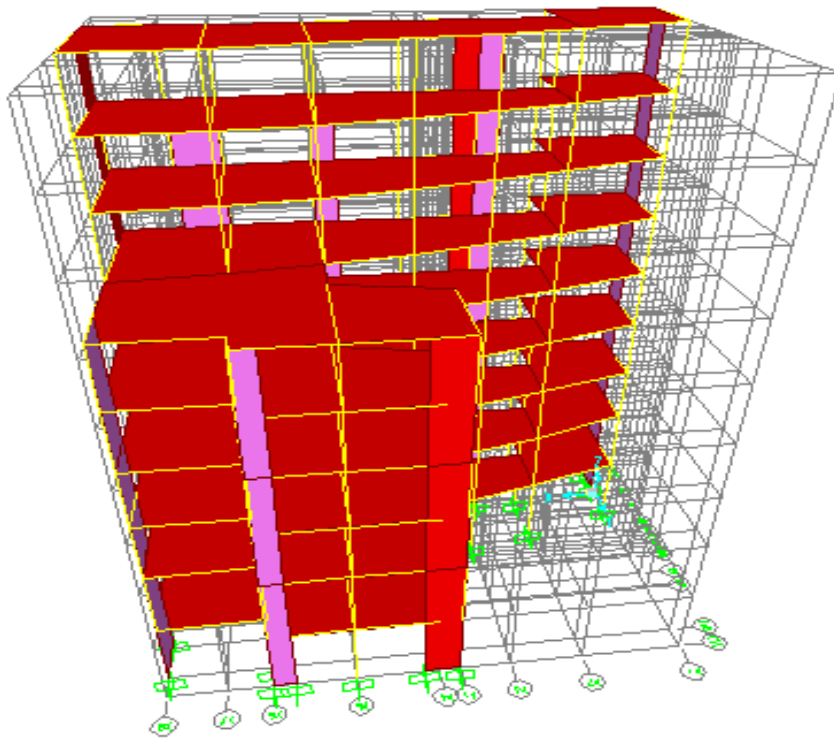


Figure IV.4 : Model de la structure droite.

$L_x=28,92$  m ;  $L_y=19,32$  m

$T=1,035$  s

$T_x=0,64s \Rightarrow D_x=1,496$ .

$T_y=0,77s \Rightarrow D_y= 1,323$ .

Le poids de la structure :  $W=30829,1$  KN.

IV.5.1 : Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

TableauIV.12 : Périodes et taux de participation.

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	1,035006	0,65524	0,02256	0,000007788	0,65524	0,02256
2	0,94499	0,03191	0,61984	0,00001215	0,68714	0,6424
3	0,748616	0,00499	0,03879	0,000004612	0,69213	0,68119
4	0,317931	0,10565	0,03522	0,00005678	0,79778	0,71641
5	0,309139	0,02741	0,11253	0,0000408	0,82519	0,82894
6	0,241243	0,241243	0,0013	0,0000001139	0,83332	0,83024
7	0,152823	0,02608	0,03221	0,00006269	0,8594	0,86245

8	0,149791	0,03358	0,03549	0,00026	0,89299	0,89794
9	0,115249	0,00233	0,00102	0,00045	0,89532	0,89896
10	0,105217	0,00479	0,00033	0,00021	0,90011	0,89929
11	0,096742	0,00078	0,01291	0,01051	0,90088	0,9122
12	0,094401	0,00001631	0,00065	0,11884	0,9009	0,91284

**IV.5.2 : Justification de l'interaction portique –voiles**

❖ Sous charge verticale :

**Tableau IV.13 :** justification de l'interaction sous charge verticale.

	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	Portiques (%)	Voiles(%)
RDC	27193,65	7012,53	79,50	20,50
1 étage	22768,7	6512,53	77,75	22,55
2 étages	19582,68	4747,23	80,49	19,51
3 étages	15507,48	4614,14	77	23
4 étages	12315	3331,71	78,71	21,29
5 étages	9000	2500	78,3	21,7
6 étages	6000	1350	82	18
7 étages	4000	1000	80	20
8 étages	1815	463,37	79,66	20,34

Sous-charges horizontales :

- Suivant X-X

**Tableau IV.14 :** justification sous charge horizontale X-X.

	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	Portiques (%)	Voiles(%)
RDC	518,22	515,43	50,13	49,87
1 étage	423,18	426,86	49,78	50,22
2 étages	349,4	340,8	50,62	49,38
3 étages	350,83	343,17	50,55	49,45
4 étages	193,31	193	50,04	49,96
5 étages	237,2	232,47	50,50	49,5

6 étages	252,89	252,39	50,04	49,96
7 étages	273,38	276,46	49,71	50,29
8 étages	67,45	66,85	50,22	49,78

Suivant Y-Y :

**Tableau IV.15 :** justification de l'interaction sous charge horizontale Y-Y.

	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	Portiques (%)	Voiles(%)
RDC	2120	2122,58	49,96	50,04
1 étage	845,65	844,88	50,02	49,98
2 étages	349,84	337,43	50,90	49,1
3 étages	411,28	402,64	50,30	49,70
4 étages	737,84	741,83	49,86	50,14
5 étages	682	686,41	49,83	50,17
6 étages	648,37	654	49,78	50,22
7 étages	600,23	602,64	49,89	50,11
8 étages	347,73	346	50 ,12	49,88

**IV.5.3 : Vérification de l'effort normal réduit**

**Tableau IV.16 :** vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nd (KN)	Type des poteaux	B (m2)	v	Remarque
RDC	2800	70*70	4900	0,229	Vérifier
R+1	2395	70*70	4900	0,196	Vérifier
R+2	2000	65*65	4225	0,189	Vérifier
R+3	1626,24	65*65	4225	0,154	Vérifier
R+4	1258,83	60*60	3600	0,140	Vérifier
R+5	902,11	60*60	3600	0,100	Vérifier
R+6	580,96	55*55	3025	0,077	Vérifier
R+7	383,44	55*55	3025	0,051	Vérifier
R+8	191	50*50	2500	0,031	Vérifier

Vérification des déplacements :

Déplacement suivant X-X :

**Tableau IV.17 :** vérification des déplacements X-X.

	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_t$
RDC	0,22	1,1	0	1,1	478	0,23
R+1	0,73	3,65	1,1	2,55	478	0,533
R+2	1,35	6,75	3,65	3,1	408	0,76
R+3	2,03	10,15	6,75	3,4	408	0,83
R+4	2,73	13,65	10,15	3,5	408	0,85
R+5	3,36	16,8	13,65	3,15	408	0,77
R+6	3,98	19,9	16,8	3,1	408	0,76
R+7	4,49	22,45	19,9	2,55	408	0,625
R+8	4,9	24,7	22,45	2,45	408	0,6

Déplacement suivant Y-Y :

**TableauIV.18 :** vérification des déplacements Y-Y.

	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_t$
RDC	0,21	1,05	0	1,05	478	0,22
R+1	0,67	3,35	1,05	3,51	478	0,73
R+2	1,22	6,1	3,35	2,75	408	0,67
R+3	1,79	8,95	6,1	2,85	408	0,7
R+4	2,38	11,9	8,95	2,95	408	0,72
R+5	2,92	14,6	11,9	2,7	408	0,66
R+6	3,47	17,35	14,6	2,75	408	0,67
R+7	3,91	19,55	17,35	2,2	408	0,54
R+8	4,34	21,7	19,55	2,15	408	0,53

Déplacement vérifié suivant Y-Y.

**IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$** 

Suivant X-X :

**Tableau IV.19** : justification de l'effet P- $\Delta$ X-X.

	H <sub>K</sub> (cm)	P <sub>K</sub> (KN)	$\Delta_K$ (cm)	V <sub>K</sub> (KN)	$\Phi_K$
RDC	478	30057,9	1,1	2639,53	0,026
R+1	478	26093,72	2,55	2567,89	0,047
R+2	408	21251,91	3,1	2350	0,069
R+3	408	17715,87	3,4	2120,27	0,070
R+4	408	13653,51	3,5	1824,40	0,064
R+5	408	10374	3,15	1528,18	0,052
R+6	408	6492,67	3,1	1162,08	0,042
R+7	408	4491,47	2,55	897,67	0,031
R+8	408	2141,43	2,45	503,64	0,026

Suivant Y-Y :

**Tableau IV.20** : justification de l'effet P- $\Delta$ Y.Y.

	H <sub>K</sub> (cm)	P <sub>K</sub> (KN)	$\Delta_K$ (cm)	V <sub>K</sub> (KN)	$\Phi_K$
RDC	478	30057,9	1,05	2337,7	0,028
R+1	478	26093,72	3,51	2265,20	0,085
R+2	408	21251,91	2,75	2060,65	0,07
R+3	408	17715,87	2,85	1857,78	0,067
R+4	408	13653,51	2,95	1597,28	0,062
R+5	408	10374	2,7	1342,37	0,051
R+6	408	6492,67	2,75	1038,84	0,042
R+7	408	4491,47	2,2	812,60	0,030
R+8	408	2141,43	2,15	456,42	0,025

L'effet P- $\Delta$  est vérifié.

**IV.5.5. Vérification de V à la base**

F<sub>x</sub>= 2094,95 KN.

F<sub>y</sub>= 2164,95 KN.

On v à majoré E<sub>x</sub> et E<sub>y</sub> :

E<sub>x</sub>= (9,81\*1,26) =12,3606.

$$E_y = (9,81 * 1,081) = 10,6046$$

**Tableau IV.21** : vérification de V à la base.

	V <sub>dy</sub> (KN)	0,8*V <sub>st</sub> (KN)	
Sens X-X	2639,63	2632,4	Vérifier
Sens Y-Y	2340,31	2327,64	Vérifier

#### IV.6. Justification de la largeur du joint

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm}$$

$\delta_1$ ;  $\delta_2$ : déplacements maximaux des deux blocs au niveau du sommet.

Application numérique :

$$\delta_1 = 45 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 49 \text{ mm}$$

$$d_{min} \geq 45 + 49 + 15 = 109 \text{ mm}$$

On choisit : **d = 200mm = 20cm**

**CHAPITRE V**  
**Ferrailage des éléments**  
**structuraux.**

**V.1 : Introduction**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment ; située au-dessus du sol ; elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutre) et les voiles ; ces éléments en béton armé leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure face aux différentes charges (permanentes – variables et accidentelles).

Ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Le ferraillage des éléments structuraux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le B.A.E.L 99/modifié 99 ; le C.B.A 93 ; le R.P.A 99/V2003.

**V.2 : Ferraillage des poutres**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux ; elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

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

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

**V.2.1 : Recommandations réglementaires**

A) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section ; c'est-à-dire ;  $A_{\min} = 0,5\% * b * h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ❖ 4% de la section de béton en zone courante.
  - ❖ 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III.
- Condition de non fragilité (C.N.F)

$A_{\min} = 0,23 * b * d * (f_{t28}/f_e)$  (B.A.E. L. Art A.4.2)

B) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  
 $A_t = 0,003 * s * b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - ❖ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :



$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi l)$$

- ❖ En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq h/2$ .
- La valeur de  $\Phi l$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.2 : Sollicitation et ferraillage**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle ; vu la différence négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages ; on va calculer le ferraillage comme suit :

**Tableau V.1** : sollicitations dans les poutres principales et secondaires.

étage	Type	Section (cm)	Localisation	M (KN.m)
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	P.P	30x60	Appui	287,21
			Travée	185,93
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	P.S	30x45	Appui
Travée				97
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	P.P	30x60	Appui	238
			Travée	205
	P.S	30x45	Appui	110
			Travée	103

A) Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)

- Calcul du moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \text{ Avec :}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa } (\gamma_b = 1,5)$$

$$\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa } (\gamma_b = 1,15)$$

$$\text{Si : } \mu \leq \mu_R \text{ alors : } A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z + \sigma_s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_s=435 \text{ MPa} \Rightarrow$  pour situation durable ( $\gamma_s=1,15$ ).

$\bar{\sigma}_s=500 \text{ MPa} \Rightarrow$  pour situation accidentelle ( $\gamma_s=1$ ).

Si :  $\mu > \mu_R$  alors :  $A_s' = \frac{M_u - M_r}{(d-d') \frac{f_{e}}{\gamma_s}}$  et  $A_s = \frac{M_r}{z * \sigma_s} + A_s'$ .

Avec :  $M_R = \mu_r * b * d^2 * \sigma_b$

Le calcul et le choix des barres sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.2** : ferrailage des poutres.

étage	Type	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	Choix
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	P.P	Appui	11,84	6T16=12,06
		Travée	8,65	6T14=9,24
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	P.S	Appui	6,59
Travée			6,06	6T12=6,8
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	P.P	Appui	9,61	3T16+3T14=10,65
		Travée	9,64	3T16+3T14=10,65
	P.S	Appui	5,9	6T12=6,8
		Travée	6,47	6T12=6,8

❖ Pourcentage maximum des armatures longitudinales en zone courante :

P.P:  $A_{max}=72 \text{ cm}^2 > A_{cal}=21,3 \text{ cm}^2 > A_{min}=9 \text{ cm}^2$ .

P.S:  $A_{max}=54 \text{ cm}^2 > A_{cal}=13,6 \text{ cm}^2 > A_{min}=6,75 \text{ cm}^2$ .

❖ Longueurs de recouvrements  $L_r$  :

$L_r \geq 50\Phi$  (zone III)

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm}$  on adopte  $L_r = 80 \text{ cm}$ .

$\Phi = 1,4\text{cm} \Rightarrow L_r \geq 70\text{cm}$  on adopte  $L_r = 70 \text{ cm}$ .

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r \geq 60\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$ .

B) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35 ; \phi_1 ; b/10) = 1,6 \text{ cm.}$$

Nous prenons :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On calcule le ferrailage avec l'effort tranchant le plus défavorable  $T^{\text{ELU}} = 230 \text{ KN}$  :

$$(A_t / S_t) \geq (T^{\text{ELU}} / 0,9 * d * \sigma_s)$$

**Pour la zone nodale :**

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{T_{\text{ELU}} * S_t}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t \geq \frac{230 * 10^3 * 100}{0,9 * 540 * 435}$$

$$A_t \geq 1,08 \text{ cm}^2$$

Choix :  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  « un cadre + un étrier »

Pour la zone courante :

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{230 * 10^3 * 150}{0,9 * 540 * 435} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix :  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  « un cadre + un étrier »

❖ **Vérification vis-à-vis le R.P.A :**

$$A_t = 0,0035 * S_t * b = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$S_t \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi_1) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier « zone nodale »}$$

$$S_t \leq h/4 = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier « zone courante »}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left( \frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{« fissuration préjudiciable ».}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{230 * 10^3}{300 * 540} = 1,42 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,42 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifier.}$$

On fait le même calcul pour les poutres secondaires les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : ferrailage transversales des poutres.

Type	Section	Tu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$S_t$ (cm)		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	choix
P.P	30*60	230	1,42	10 (ZN)	15 (ZC)	2,01	4T8
P.S	30*45	121,05	1	10 (ZN)	15 (ZC)	1,51	3T8

**V.2.3 : Vérification à L'ELS**

**V.2.3.1 : Vérification des contraintes :**

On considère que la fissuration est préjudiciable on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 201 \text{ Mpa (F.P)}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * x}{I} ; \sigma_s = n * \frac{M_{ser}}{I} * (d-x)$$

$$\frac{b * x^2}{2} + n(As + As')x - n(As * d + As' * c') = 0$$

$$I = \frac{b * x^3}{3} + n * AS'(x - c')^2 + n * As(d - x)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : vérification à L'ELS.

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ KN.m	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mp a)	Observation
Principales	Appui	105	6,61	15	182	201	vérifier
	Travée	71	4,75	15	153	201	vérifier
Secondaires	Appui	39	7,51	15	158	201	vérifier
	Travée	25	5,44	15	141	201	vérifier

**V.2.3.2 : Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées ; alors il n'est pas indispensable de procéder à un calcul de déformation.

- $h/L \geq 1/16$
  - $h/L \geq M_t / 10M_0$
  - $A_s/b*d \leq 4,2/f_e$
- } (BAEL Art B.6.5.1)

Pour la poutre principale :

$h/L = (60/700) = 0,086 > 1/16 = 0,063 \Rightarrow$  vérifier.

$h/L = 0,086 > 186 / (10 \cdot 260) = 0,72 \Rightarrow$  vérifier.

$9,24 / (30 \cdot 55) = 0,0056 < 0,0084 \Rightarrow$  vérifier.

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Pour la poutre secondaire :

$h/L = (45/500) \geq (1/16) \Leftrightarrow 0,09 > 0,063 \Rightarrow$  vérifier

$h/L = 0,09 \geq 0,065 \Rightarrow$  vérifier

$A_s / (b \cdot d) = [6,28 / (30 \cdot 45)] = 0,0045 < 0,0084 \Rightarrow$  vérifier

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Pour les poutres porteuse et secondaire L'ELS et vérifier.

**V.2.4 : Schéma de ferrailage**

**Tableau V.5 : schéma de ferrailage des poutres.**

		1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup>	
		Appui	Travée
P.P			
		6 <sup>ème</sup> ; 7 <sup>ème</sup> ; 8 <sup>ème</sup>	
		Appui	Travée
P.P			

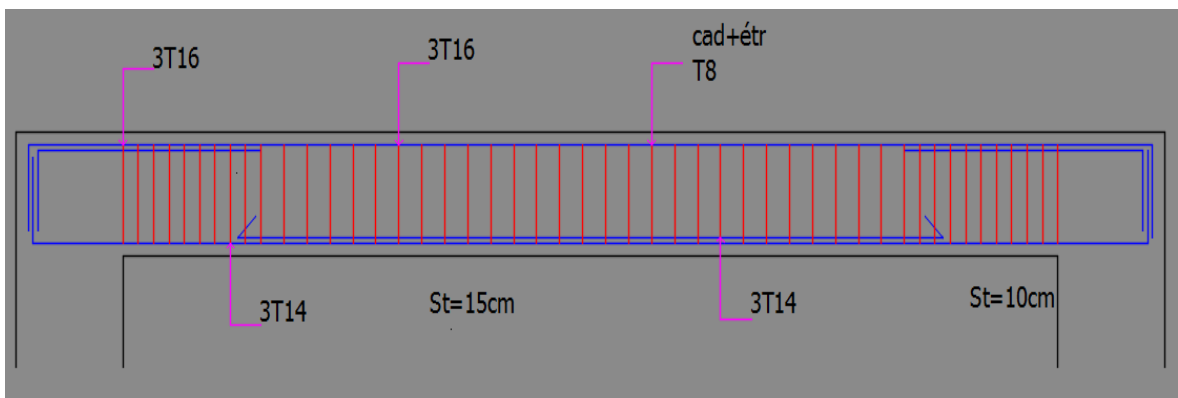
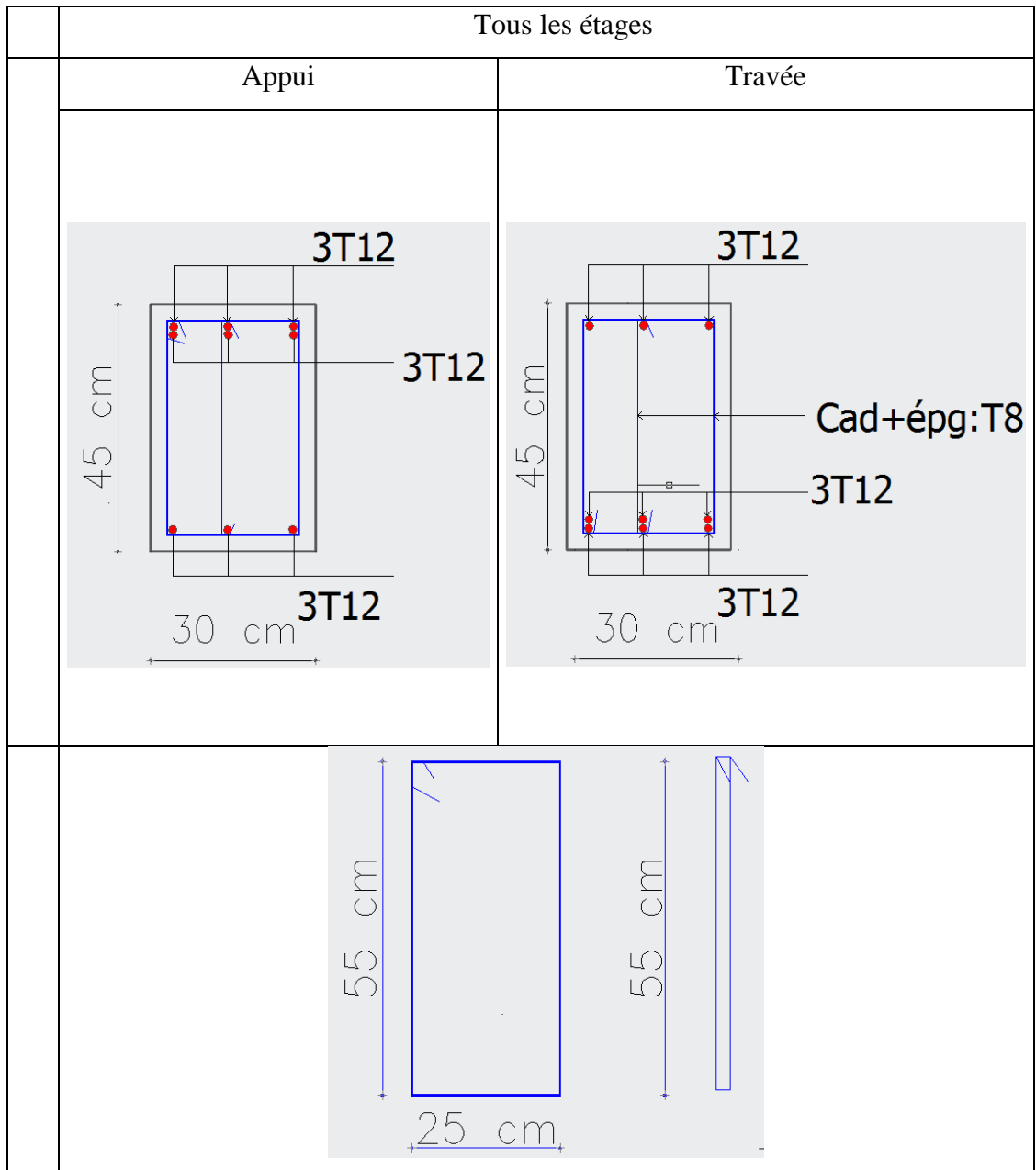


Figure V.1 : Coupe longitudinale du ferrailage de la poutre principale.

**V.3 : Ferrailage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables ; parmi celles introduites dans le fichier SAP2000 de notre modèle.

- 1)  $1,35G+1,5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q\pm E$
- 4)  $0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons ; on distingue les 3 cas suivants :

- 1)  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 2)  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3)  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

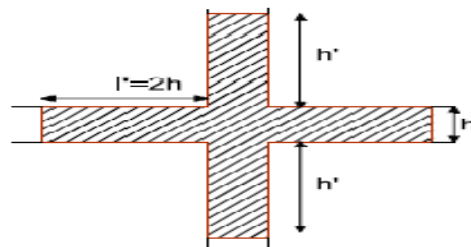
**V.3.1 : Recommandations réglementaires**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence ; droites et dépourvues de crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,9% (zone III).
- Le pourcentage maximal est de 3% (zone courante) et 6% (zone de recouvrement).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrements est de  $50 \Phi$  (zone III).
- La distance entre les barres dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie comme suit :

$L' = 2h.$

$H' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b; 60\text{cm} \right)$



**Figure V.2 :** Schéma de la zone nodale.

**V.3.2 : Sollicitations et ferrailage**

**V.3.2.1 : Sollicitations dans les poteaux**

Les sollicitations sont extraites directement de notre modèle.

Tableau V.6 : sollicitations dans les poteaux.

	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.M)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
RDC	4902	19,53	-692,7	48,31	560,46	1194,4	66,6
1 <sup>er</sup>	4621,77	17,07	-645,3	90,53	479,52	791,5	121,45
2 <sup>ème</sup>	4046,65	18,02	-567,34	38,6	431,97	393,8	201,77
3 <sup>ème</sup>	3331,95	19,46	-448,9	35,1	397	322	160,25
4 <sup>ème</sup>	2626,54	22,5	-387,93	42,64	333	298,2	130,17
5 <sup>ème</sup>	1942,58	23	-275,4	29,6	292,28	233,71	218
6 <sup>ème</sup>	1256	31,74	-111,7	26	233,32	198	121,6
7 <sup>ème</sup>	823	39,2	-85,6	29,1	257	170,3	142,3
8 <sup>ème</sup>	430,21	27,62	-61,3	22,9	234,6	130,6	125,75

V.3.2.2 : Ferrailage longitudinale des poteaux

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu après comparaison entre le ferrailage donné par le logiciel « SOCOTEC » et le minimum exigé par le RPA.

❖ Cas N°1 :  $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$

NB :  $N > 0$  (compression)

Tableau V.7: ferrailage des poteaux avec  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$ .

niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\text{cor}}$ (KN.M)	Type de section	As	As'	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	4902	19 ,53	SEC	0	0	44,1
1 <sup>er</sup>	70*70	4621,77	17,07	SEC	0	0	44,1
2 <sup>ème</sup>	65*65	4046,65	18,02	SEC	0	0	38
3 <sup>ème</sup>	65*65	3331,95	19,46	SEC	0	0	38
4 <sup>ème</sup>	60*60	2626,54	22,5	SEC	0	0	32,4
5 <sup>ème</sup>	60*60	1942,58	23	SEC	0	0	32,4
6 <sup>ème</sup>	55*55	1256	31,74	SEC	0	0	27,23
7 <sup>ème</sup>	55*55	823	39,2	SEC	0	0	27,23
8 <sup>ème</sup>	50*50	430,21	27,62	SEC	0	0	22,5



❖ Cas N°2 :  $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$

**Tableau V.8 :** ferrailage des poteaux avec  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$ .

niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_{\min}$ (KN)	$M_{\text{cor}}$ (KN.M)	Type de section	As	As'	AS <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	-692,7	48,31	SET	9,95	5,98	44,1
1 <sup>er</sup>	70*70	-645,3	90,53	SET	11,14	3,7	44,1
2 <sup>ème</sup>	65*65	-567,34	38,6	SET	8,22	4,83	38
3 <sup>ème</sup>	65*65	-448,9	35,1	SET	6,69	3,64	38
4 <sup>ème</sup>	60*60	-387,93	42,64	SET	6,5	2,42	32,4
5 <sup>ème</sup>	60*60	-275,4	29,6	SET	4,6	1,75	32,4
6 <sup>ème</sup>	55*55	-111,7	26	SPC	2,61	0	27,23
7 <sup>ème</sup>	55*55	-85,6	29,1	SPC	2,42	0	27,23
8 <sup>ème</sup>	50*50	-61,3	22,9	SPC	1,69	0	22,5

NB :  $N < 0$  (traction)

❖ Cas N°3 :  $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$

**Tableau V.9 :** ferrailage des poteaux avec  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$ .

niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$M_{\max}$ (KN.M)	$N_{\text{cor}}$ (KN)	Type de section	As	As'	AS <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	560,46	1194,4	SPC	10,31	0	44,1
1 <sup>er</sup>	70*70	479,52	791,5	SPC	10,3	0	44,1
2 <sup>ème</sup>	65*65	431,97	393,8	SPC	14,05	0	38
3 <sup>ème</sup>	65*65	397	322	SPC	13,13	0	38
4 <sup>ème</sup>	60*60	333	298,2	SPC	12,3	0	32,4
5 <sup>ème</sup>	60*60	212,28	233,21	SPC	10,73	0	32,4
6 <sup>ème</sup>	55*55	233,32	198	SPC	9,36	0	27,23
7 <sup>ème</sup>	55*55	257	170,3	SPC	10,93	0	27,23
8 <sup>ème</sup>	50*50	234,6	130,6	SPC	11,87	0	22,5

❖ **Choix des armatures**

Le choix des armatures doit être à la fois économique ; réalisable et cohérent ; et on doit respecter la symétrie dans la section ; pour cela on adopte le choix suivant :

**Tableau V.10 :** choix des armatures pour les poteaux.

Niveaux	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	43	44,1	16T20= 50,27 cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	39,8	38	8T20+8T16= 41,5 cm <sup>2</sup>
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	32	27,2	16T16 = 32,17 cm <sup>2</sup>

**V.3.2.3 : Ferrailage transversale**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule de RPA 99 V2003 Art 7.4.2.2 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h * f_e}$$

Avec :

- V<sub>u</sub>= est l’effort tranchant de calcul.
- H : hauteur totale de la section brute.
- F<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.
- ρ<sub>a</sub> : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si} \Rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{si} \Rightarrow \lambda_g < 5$$

λ<sub>g</sub>: L’élancement géométrique λ<sub>g</sub>= (L<sub>f</sub>/a) ou (L<sub>f</sub>/b).

- S<sub>t</sub> =l’espace entre les armatures transversales :

Dans la zone nodale : S<sub>t</sub> ≤ 10 cm.

Dans la zone courante : S<sub>t</sub> ≤ min (b/2 ; h/2 ; 10 Φ<sub>L</sub>)

- La quantité d’armatures transversales minimale (A<sub>t</sub> /S<sub>t</sub>\*b) en % est donnée comme suit :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8 \%$$

Si : 3 < λ<sub>g</sub> < 5 ⇒ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Tableau V.11 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kn)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	3,33	4,76	3,75	66,6	N	10	0,11	2,8
						C	15	0,16	3,96
1 <sup>er</sup>	70*70	3,33	4,76	3,75	121,45	N	10	0,2	2,8
						C	15	0,28	3,96
2 <sup>ème</sup>	65*65	2,86	4,4	3,75	201,77	N	10	0,37	2,73
						C	15	0,56	3,91
3 <sup>ème</sup>	65*65	2,86	4,4	3,75	160,25	N	10	0,29	2,73
						C	15	0,44	3,91
4 <sup>ème</sup>	60*60	2,86	4,77	3,75	130,17	N	10	0,24	2,4
						C	15	0,36	3,6
5 <sup>ème</sup>	60*60	2,86	4,77	3,75	218	N	10	0,4	2,4
						C	15	0,6	3,6
6 <sup>ème</sup>	55*55	2,86	5,2	2,5	121,6	N	10	0,15	1,65
						C	15	0,22	2,48
7 <sup>ème</sup>	55*55	2,86	5,2	2,5	142,3	N	10	0,17	1,65
						C	15	0,26	2,48
8 <sup>ème</sup>	50*50	2,86	5,7	2,5	125,75	N	10	0,15	1,5
						C	15	0,23	2,25

Choix : 6T10= 4,71 cm<sup>2</sup>

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :  $\tau_u = [V_u^{max} / (b*d)] \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = (\rho_d * f_{c28}) \Rightarrow \text{RPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{BAEL}$$

Les résultats sont rassemblés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12:** vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (Mpa)	λ <sub>y</sub>	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	observation
RDC	70*70	66,6	0,15	4,76	0,04	1	3,33	Vérifier
1 <sup>er</sup>	70*70	121,45	0,28	4,76	0,04	1	3,33	
2 <sup>ème</sup>	65*65	201,77	0,53	4,4	0,04	1	3,33	
3 <sup>ème</sup>	65*65	160,25	0,42	4,4	0,04	1	3,33	
4 <sup>ème</sup>	60*60	130,17	0,4	4,77	0,04	1	3,33	
5 <sup>ème</sup>	60*60	218	0,67	4,77	0,04	1	3,33	
6 <sup>ème</sup>	55*55	121,6	0,45	5,2	0,075	1,87	3,33	
7 <sup>ème</sup>	55*55	142,3	0,53	5,2	0,075	1,87	3,33	
8 <sup>ème</sup>	50*50	125,75	0,56	5,7	0,075	1,87	3,33	

❖ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement pour le poteau le plus sollicité on doit assurer que :

$$N_u^{\max} \leq \bar{N}_u = \alpha \left( \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Les paramètres de cette formule sont expliqués dans le chapitre (II.5.4)

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13 :** vérification de L'ELU stabilité de forme.

	I (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> <sup>max</sup>	$\bar{N}_u$	observation
RDC	21,65	15,4	0,818	50,27	4624	4902	8792	Vérifier
1 <sup>er</sup>	21,65	15,4	0,818	50,27	4624	4621,77	8792	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	18,76	15,22	0,82	50,27	3969	4046,7	7819	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	18,76	15,22	0,82	41,5	3969	3332	7506	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	17,32	16,5	0,81	41,5	3364	2627	6490	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	17,32	16,5	0,81	41,5	3364	1943	6490	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	15,88	18	0,8	32,17	2809	1256	5560	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	15,88	18	0,8	32,17	2809	823	5560	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	14,43	19,8	0,798	32,17	2304	431	4803	Vérifier

**V.3.3 : Vérifications à l'ELS**

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous  $(N_{ser}; M_{ser})$  puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{n * M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

Pour fissuration préjudiciable

**Tableau V.14 :** vérification à ELS avec  $N^{max}$  et  $M^{cor}$ .

	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.M)	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	observation
RDC	70*70	4042	2,7	7,85	15	0	201	Vérifier
1 <sup>er</sup>	70*70	3488	1	6,7	15	0	201	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	65*65	2946	1,9	6,55	15	0	201	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	65*65	2428	2,5	5,31	15	0	201	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	60*60	1916,5	3,5	4,88	15	0	201	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	60*60	1421	4	3,7	15	0	201	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	55*55	922	7,3	2,97	15	0	201	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	55*55	607	11,5	2,16	15	0	201	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	50*50	318	6,5	1,4	15	0	201	Vérifier

**Tableau V.15 :** vérification des poteaux à ELS avec  $(M^{max}; N^{cor})$ .

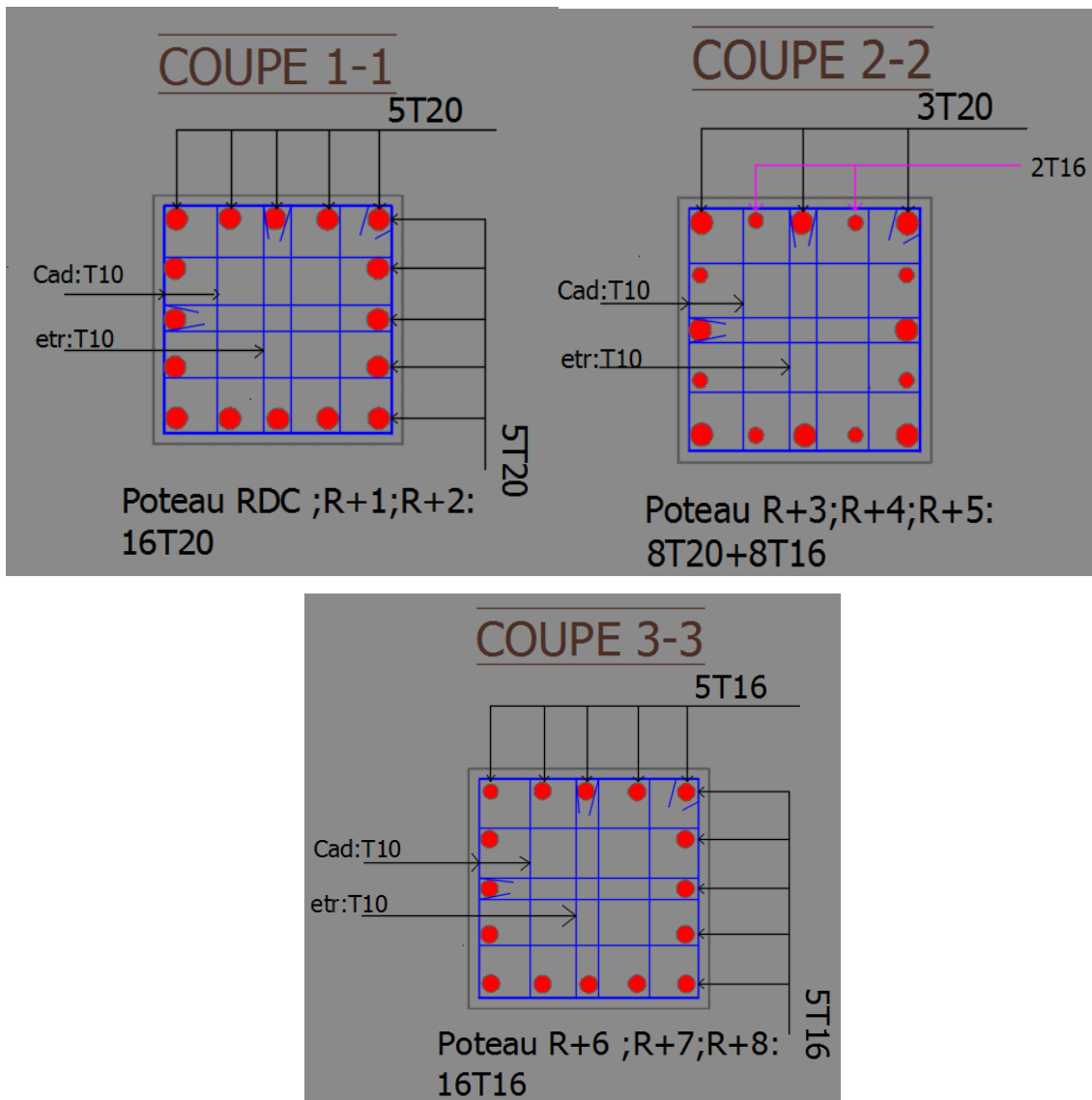
	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.M)	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	observation
RDC	70*70	2708	107	6,61	15	0	201	Vérifier
1 <sup>er</sup>	70*70	2300	178	6,91	15	0	201	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	65*65	1826	152,5	6,61	15	0	201	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	65*65	1323	197	6,56	15	3,9	201	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	60*60	900	151	5,97	15	16,3	201	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	60*60	781	293	11	15	131	201	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	55*55	410	85	4,3	15	54	201	Vérifier

7 <sup>ème</sup>	55*55	600	109	5,5	15	29,8	201	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	50*50	196	140	9,41	15	95	201	Vérifier

**Conclusion**

Pour les poteaux L'ELS est vérifié.

**V.3.4 : Schéma de ferrailage**



**Figure V.3 :** Schéma de ferrailage des poteaux.

**V.4 : Vérification des zones nodales**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux le RPA 99/ version 2003 exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|) \Rightarrow \text{« Art 7.6.2 »}.$$

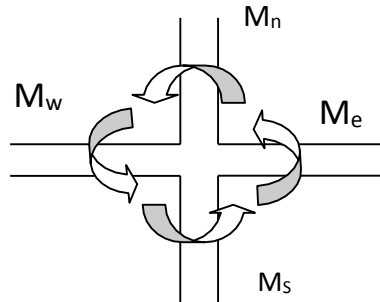


Figure V.4 : Répartition des moments.

Dans les zones nodales :

Le moment résistant d'une section  $M_r$  dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :  $M_r = z * A_s * (f_e / \gamma_s)$  ; avec  $Z=0,8h$  (supposition)

Exemple de calcul :

❖ Poteau du RDC :

$A_s = 50,27 \text{ cm}^2$  ;  $Z = 0,8 * 70 = 56 \text{ cm}$  ;  $M_n = M_s = [(560 * 50,27 * 10^2) * (500 / 1,15) * 10^{-6}] = 1224 \text{ KN.M}$

❖ Pour la poutre :

$A_s = 12,06 \text{ cm}^2$  ;  $Z = 0,8 * 60 = 48 \text{ cm}$  ;  $M_w = M_e = [(480 * 12,06 * 10^2) * (500 / 1,15) * 10^{-6}] = 252 \text{ KN.M}$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : vérification de la zone nodale.

niveaux	$M_n$	$M_s$	$M_n + M_s$	$M_w$	$M_e$	$1,25(M_w + M_e)$	observation
RDC	1224	1224	2448	252	252	630	Vérifier
1 <sup>er</sup>	1224	1224	2448	252	252	630	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	1136	1136	2272	252	252	630	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	931	931	1862	252	252	630	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	860	860	1720	252	252	630	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	860	860	1720	252	252	630	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	625	625	1250	223	223	558	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	625	625	1250	223	223	558	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	560	560	1120	223	223	558	Vérifier

**V.5 : Ferraillage des voiles**

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 armé ou armée ; auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non appelés voiles.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.

**V.5.1 : Recommandations réglementaires****A) Armatures verticales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile ; ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ❖ Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de  $(0,2\% * L_t * e)$ .

Avec :  $L_t$  : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $S_T$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**B) Armatures horizontales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants ; disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  de longueur  $10\Phi$ .

**C) Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement ; elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

**D) Armatures de couture :**

Le long des joints de reprises de coulage ; l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture ; dont la section doit être calculée par la formule :  $A_{vj} = (1,1 * V) / f_e$ .

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction duaux moments de renversement.



**E) Règles communes :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0,15\% \Rightarrow$  section globale du voile.
- $A_{\min} = 0,1\% \Rightarrow$  zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1,5e ; 30\text{cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\Phi < e/10$ .

Longueur de recouvrement :

$L_r = 40 \Phi$  « zone tendue ».

$L_r = 20 \Phi$  « zone comprimé ».

**V.5.2 : Sollicitations et ferrailage**

**V.5.2.1 : Sollicitations dans les voiles**

Le calcul de ferrailage par la méthode des contraintes.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 ; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.17 : Sollicitation dans les voiles.**

	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V <sub>X1</sub>	2171	950	2887	1542	56	24	669
V <sub>X2</sub>	1823	948	2830	917	-18	81	674
V <sub>X3</sub>	1743	661	1929	743	77	110	362
V <sub>X4</sub>	1789	661	1930	700	11	145	363
V <sub>X5</sub>	863	318	528	232	102	273	174
V <sub>X6</sub>	1513	970	2796	1011	111	183	635
V <sub>Y1</sub>	2352	1260	4000	1587	193	120	975
V <sub>Y2</sub>	2447	811	2211	1150	473	243	951
V <sub>Y3</sub>	1704	1143	2433	1391	311	276	709
V <sub>Y4</sub>	2291	836	2317	1713	20	129	681
V <sub>Y5</sub>	1995	963	2278	904	-36	201	430
V <sub>Y6</sub>	1113	1284	2385	1200	101	237	576

**V.5.2.2 : Ferraillage des voiles**

Nous calculons le ferraillage des voiles par la méthode des contraintes.

❖ Exemple de calcul :

Pour le voile  $V_{x1}$  :  $M= 2887 \text{ KN.M}$  ;  $N= 1542 \text{ KN}$  ;  $V= 669 \text{ KN}$  (compression)

$L= 1,85 \text{ m}$  ;  $e= 25 \text{ cm}$ .

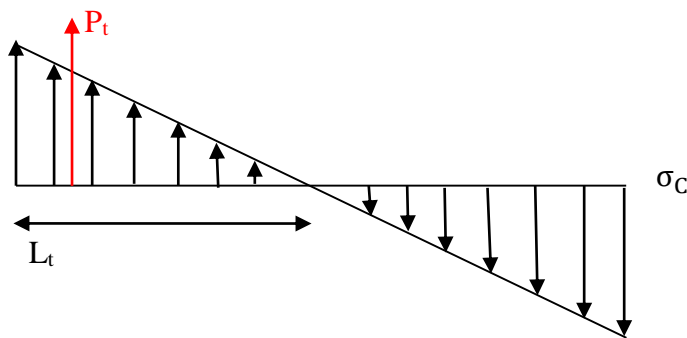
- Pour les armatures verticales (longitudinales) :

$$\sigma = \frac{1542 * 10^3}{250 * 1850} \pm \frac{2887 * 10^6 * 925}{250 * \frac{1850^3}{12}}$$

$$\sigma_t = -16,91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 23,57 \text{ MPa.}$$

On calcul la longueur de la zone tendue



$$\frac{\sigma_t}{L_t} = \frac{\sigma_c}{L - L_t} \Rightarrow L_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c} * L$$

$$L_t = \left( \frac{16,91}{16,91 + 23,57} \right) * 1,85 \Rightarrow L_t = 0,77 \text{ m}$$

On calcul la force de la traction  $P_t$  :

$$P_t = (\sigma_t * L_t) * (e/2) = (16,91 * 770 * 10^{-3}) * (250/2) = 1627,59 \text{ KN.}$$

Donc on peut calculer le ferraillage longitudinal avec :

$$A_s = (P_t / \sigma_s) \Rightarrow A_s = (1627,59 / 500) = 32,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,2\% * (77 * 25) = 3,85 \text{ cm}^2.$$

Choix :

❖ Pour les armatures horizontales (transversales) :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{V}{0,9 * d * \sigma_s}$$

Soit :  $St=15 \text{ cm}$  ;  $A_t \geq \frac{669 * 10^3 * 150}{0,9 * 1665 * 500} * 10^2$

$A_t \geq 1,34 \text{ cm}^2$  ; choix :  $2T10=1,57 \text{ cm}^2$

De la même manière on va calculer le ferraillage pour les autres voiles.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.18 : Ferraillage des voiles de RDC (X-X).**

voile	V <sub>X1</sub>	V <sub>X2</sub>	V <sub>X3</sub>	V <sub>X4</sub>	V <sub>X5</sub>	V <sub>X6</sub>
L (m)	1,85	1,85	1,5	1,5	1	2
E (cm)	25	25	25	25	25	25
M (KN.m)	2887	2830	1929	1930	528	2796
N (KN)	1542	917	743	700	232	1011
V (KN)	669	674	362	363	174	635
Lt (m)	0,77	0,83	0,68	0,68	0,46	0,88
A <sub>Sv</sub> (cm <sup>2</sup> )	32,55	37,08	31,62	31,82	13,46	32,52
A <sub>Smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,85	4,15	3,4	3,4	2,3	4,4
choix	2*16T16	2*18T16	2*16T16	2*16T16	2*7T16	2*16T16
A <sub>Sh</sub>	1,34	1,35	0,89	0,89	0,64	1,18
choix	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8

**Tableau V.19 : Ferraillage des voiles de RDC (Y-Y).**

voile	V <sub>y1</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>y3</sub>	V <sub>y4</sub>	V <sub>y5</sub>	V <sub>y6</sub>
L (m)	3	2,45	2,45	2,45	2	2
E (cm)	25	25	25	25	25	25
M (KN.m)	4000	2211	2433	2317	2278	2385
N (KN)	1587	1150	1391	1713	904	1200
V (KN)	975	951	709	681	430	576
Lt (m)	1,2	0,96	0,94	0,85	0,87	0,83
A <sub>Sv</sub> (cm <sup>2</sup> )	25,65	16,7	17,53	13,72	25,8	24,7

As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	6	4,8	4,7	4,25	4,35	4,15
choix	2*13T16	2*9T16	2*9T16	2*7T16	2*13T16	2*13T16
A <sub>sh</sub>	1,2	1,44	1,07	1,02	0,8	1,07
choix	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8

**Tableau V.20:** Ferrailage des voiles du 6<sup>ème</sup> étage (X-X).

voile	V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub>	V <sub>x5</sub>
L (m)	1,85	1,85	1,5	1,5	1
E (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	763,5	922	292	285	237
N (KN)	275	440	55	54	118
V (KN)	372	459	173	144	117
Lt (m)	0,81	0,77	0,72	0,69	0,46
As <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,51	10,43	5,34	5	6
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,28	3,08	2,88	2,76	1,84
choix	2*16T10	2*18T10	2*16T10	2*16T10	2*16T10
A <sub>sh</sub>	0,74	0,92	0,43	0,36	0,43
choix	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8

**Tableau V.21 :** Ferrailage des voiles du 6<sup>ème</sup> étage (Y-Y).

voile	V <sub>y1</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>y3</sub>	V <sub>y4</sub>	V <sub>y5</sub>
L (m)	3	2,45	2,45	2,45	2
E (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	994	561	800	725	495
N (KN)	1052	1038	705	239	490
V (KN)	347	202	228	372	221
Lt (m)	0,71	0,3	0,78	1,06	0,67
As <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,22	0,44	5	6,63	3,62
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,84	1,2	3,12	4,24	2,68
choix	2*13T10	2*9T10	2*9T10	2*7T10	2*13T10
A <sub>sh</sub>	0,64	0,31	0,34	0,56	0,41
choix	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8

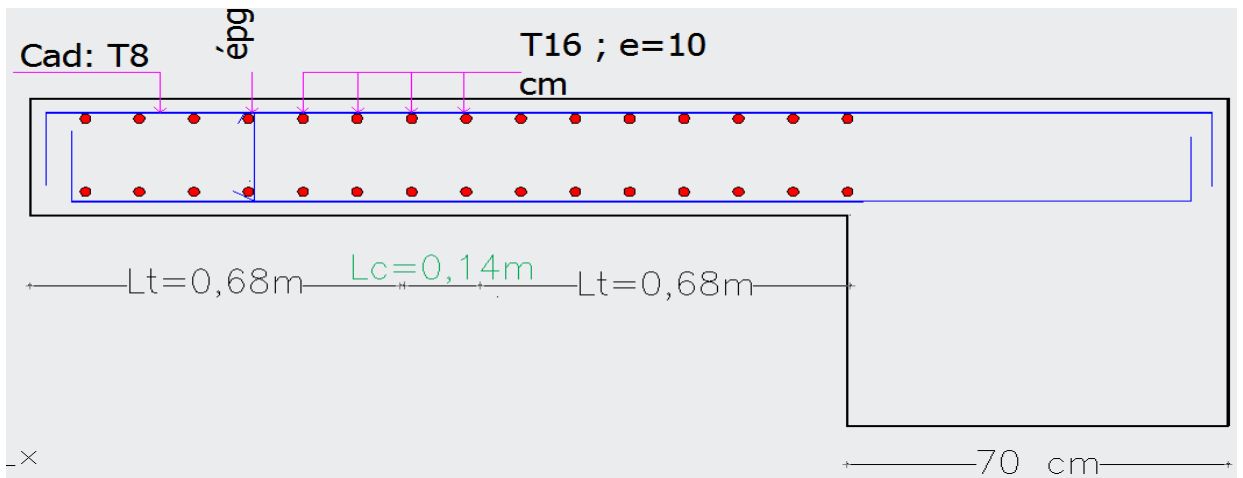


Figure V.5 : Ferrailage du voile Vx<sub>3</sub> (RDC).

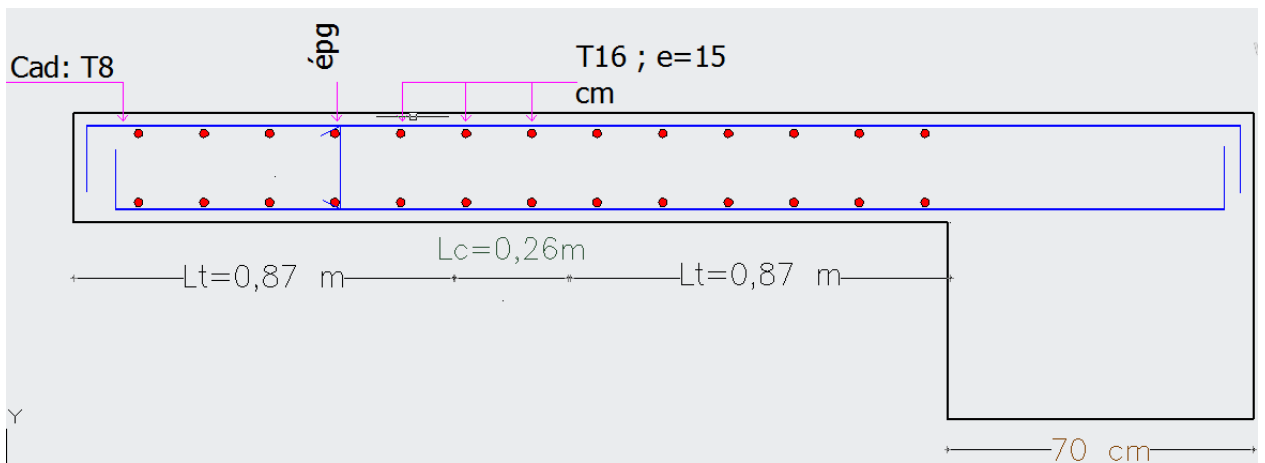


Figure V.6 : Ferrailage du voile Vy<sub>5</sub>.

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

**VI.1 : Introduction**

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; le plus souvent on trouve dans l'infrastructure les éléments suivant « les fondations-les longrines-les voiles périphériques ».

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La cohérence du projet vis-à-vis du site ; du sol ; de l'ouvrage et interaction sol structure.

**VI.2 : Critères de choix du type des fondations**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût. (Raisons économiques)

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées ; les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol ; la contrainte admissible est de 1,8 Bars à une profondeur de 2 m.

**VI.3 : Choix du type des fondations****VI.3.1 : Vérification des semelles isolées**

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  = 180 KPa ; contrainte admissible du sol.

$N = N_{max} + P_s$ .

$N_{max}$  : Effort normal à la base du poteau ; obtenu par le logiciel SAP2000 à L'ELS.

$P_s$  : Poids de la semelle estimé à 5% N.

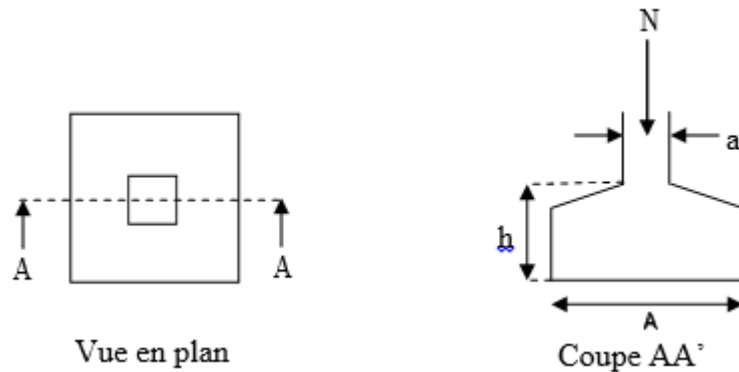


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

$$N_{max} = 3700 \text{ KN.}$$

$$N = 3700 + (0,05 * 3700) = 3885 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S = \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow S = \frac{3885}{180}$$

$$S \leq 21,6 \Rightarrow S = B * B \Rightarrow B \geq 4,65 \text{ m.}$$

Vu l'entraxe minimal des poteaux ; on remarque qu'il va y'avoir un chevauchement entre les semelles ; ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VI.3.2 : Vérification des semelles filantes

Nous allons faire la vérification de la semelle sous le portique le plus sollicité dans les 2 directions comme suit :

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B * L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} * L}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

#### ❖ Pour la semelle suivant X-X :

La semelle supporte 11 poteaux



$$N = \sum_{i=1}^{11} N_i \Rightarrow N = 12166 \text{ KN}$$

$$L = 31\text{m} \quad ; B \geq \frac{12166}{31 * 180} = 2,18\text{m}$$

❖ **Pour la semelle suivant Y-Y**

La semelle supporte 4 poteaux

$$N = \sum_{i=1}^4 N_i \Rightarrow N = 8566 \text{ KN}$$

$$L = 18,2\text{m} \quad ; B \geq \frac{8566}{18,2 * 180} = 2,61\text{m}$$

**Remarque :**

Vu la distance existence entre les axes des deux portiques parallèles suivant le sens Y-Y on constate qu'il y a un chevauchement entre les semelles ; donc se choix ne convient pas.

**VI.3.3 : Vérification des semelles filantes croisées**

Pour pouvoir diminuer la largeur de la semelle on choisit un système de semelles filantes dans les deux directions (croisées) ; on suppose que la largeur B= 2m.

On vérifie la semelle croisée sous poteaux les sollicité :

$$N = \Sigma N_i \Rightarrow N = 15720 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \frac{N}{B * L} \quad \text{avec : } B = 2\text{m} ; L = 49,2\text{m}$$

$$\frac{15720}{2 * 49,2} = 159,8 \text{ KPa} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 180\text{KPa} \Rightarrow \text{vérifie.}$$

Donc on adopte le choix des semelles filantes croisées avec une largeur B=2m.

❖ **Détermination de la hauteur de la semelle :**

$$D'après la condition de rigidité h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm.} \Rightarrow h \geq \frac{200-70}{4} + 5 = 37,5 \text{ cm.}$$

On adopte : h= 40 cm.

## ❖ Vérification en tenant compte du poids de la semelle

$$N_{\text{tot}} = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

$$N_{\text{inf}} = (49,2 * 2 * 0,4 * 25) = 98 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{tot}} = (15720 + 984) = 16704 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{16704}{49,2 * 2} = 170 \text{ KPa} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 180 \text{ KPa.} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

## ❖ Dimensionnement de la nervure (libage)

Pour assurer la rigidité de la semelle on prévoit un libage (nervure) ; en se basant sur la théorie de la poutre sur sol élastique ; on doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{\text{max}}$$

Avec :  $L_e$  : la longueur élastique avec  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$

E : module d'élasticité du béton on considère E=20000 MPa.

I : moment d'inertie de la nervure.

K : coefficient de raideur du sol dans notre cas K=40 MPa/m.

B : largeur de la semelle.

$L_{\text{max}}$  : La plus grande portée ;  $L_{\text{max}} = 6,7 \text{ m.}$

$$\frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4KI}{KB}} \geq 6,7 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 * 20000 * I}{40 * 10^{-3} * 20000}} \geq 6,7 \text{ m}$$

$$A.N \Rightarrow h_N \geq 146,7 \text{ cm.}$$

On adopte :  $h_N = 150 \text{ cm.}$

**Conclusion :**

Après calculs et vérifications on a opté pour des semelles filantes croisées dans les deux directions avec les dimensions suivantes :

- Largeur de la semelle B= 2m.
- Hauteur de la semelle h= 40 cm.
- Hauteur de la nervure  $h_N = 1,5$  m.
- Largeur de la nervure b= 70 cm.

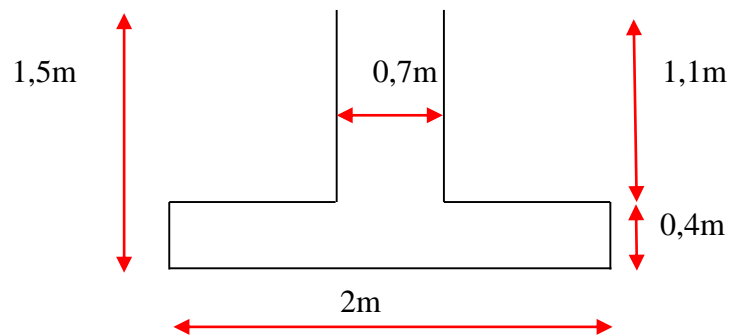


Figure VI.2 : Coupe transversale de la semelle filante.

**VI.4 : Ferrailage des fondations**

**VI.4.1 : Ferrailage de la semelle**

Par la méthode des bielles pour 1ml ;  $A_s = \frac{P*(B-b)}{8*d*\sigma_s}$

Avec : P (KN/m)  $\Rightarrow P = \frac{N_{max}}{L_{sf}}$ .

$N_{max}$  : L'effort normal max extrait de notre modèle avec les combinaisons (1,35G +1,5Q) et (G+Q±E).

❖ Pour la semelle « Sf1 » X-X

L=31,2 m ;  $N_{max}= 19475$  KN.

$$A_s = \frac{624,2 * 10^3 * (2000 - 700)}{8 * 350 * 435} = 6,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 6T12+ 6,79 cm<sup>2</sup>/ml (T12 ; e=20 cm).

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6,79}{4} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix : 4T8= 2,01 cm<sup>2</sup>/ml  $\Rightarrow$  (T8 ; e=30cm).

❖ Pour la semelle « Sf<sub>2</sub> » Y-Y

L= 19,35m ; N<sub>max</sub> = 13206 KN.

$$P = \frac{13206}{19,35} = 682,5 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{682,5 * 10^3 * (2000 - 700)}{8 * 350 * 435} = 7,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 7T12= 7,92 cm<sup>2</sup>/ml  $\Rightarrow$ (T12 ; e= 15cm).

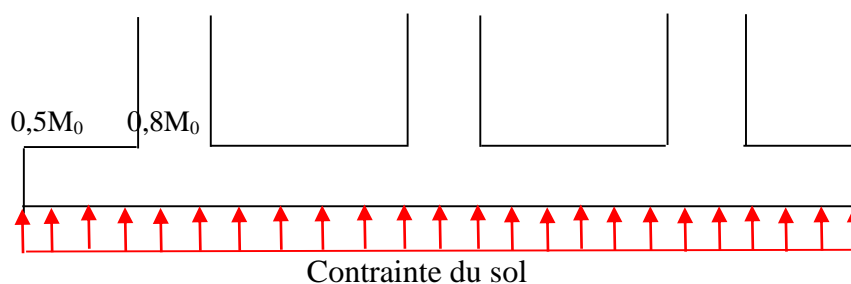
Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix : 4T8= 2,01 cm<sup>2</sup>/ml  $\Rightarrow$ (T8 ; e= 30 cm).

**VI.4.2 : Ferrailage de la nervure (libage)**

La nervure chargée par le sol suivant un diagramme des contraintes linéaire ; sera considérée comme une poutre continue travaillant en flexion simple.



**Figure VI.3 :** Distribution des contraintes dans la nervure.

❖ Pour la nervure de la semelle filante « Sf<sub>1</sub> » X-X :

$$h_N = 1,5 \text{ m} ; b = 70 \text{ cm} ; q = 624,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; L = 6,7 \text{ m} .$$

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = \frac{624,2 * (6,7)^2}{8} = 3502,5 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0,8 * M_0 = 0,8 * 3502,5 = 2802 \text{ KN.M}$$

$$M_a = 0,5 * M_0 = 0,5 * 3502,5 = 1751,3 \text{ KN.M}$$

- Le ferrailage pour la travée :

$$\mu = \frac{2802 * 10^6}{700 * (1400)^2 * 14,17} = 0,144 < \mu_{lim} \Rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 1,25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * (0,144)}\right) = 0,195$$

$$Z = 140 * \left(1 - 0,4 * (0,195)\right) = 129 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{2802 * 10^6}{1290 * 435} = 49,9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{C.N.F : } A_s \geq 140 * 70 * 0,23 * \frac{2,1}{500} = 9,47 \text{ cm}^2.$$

Choix : 16T20 = 50,27 cm<sup>2</sup>.

- Le ferrailage pour l'appui :

$$\mu = \frac{1751,3 * 10^6}{700 * (1400)^2 * 14,17} = 0,09 < \mu_{lim} \Rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 0,12 ; z = 133,3 \text{ cm.}$$

$$A_s \geq \frac{1751,3 * 10^6}{1333 * 435} = 30,2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{C.N.F : } A_s \geq 9,47 \text{ cm}^2.$$

Choix : 10T20 = 31,42 cm<sup>2</sup>.

- Ferrailage transversale :

$$T^{\max} = \frac{q * l}{2} = \frac{624,2 * 6,7}{2} = 2091 \text{ KN.}$$

Avec espacement :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$A_t = \frac{2091 * 10^3 * 150}{0,9 * 1400 * 435} * 10^{-2} = 5,72 \text{ cm}^2.$$

Choix : 8T10 = 6,28 cm<sup>2</sup>.

❖ Pour la nervure de la semelle filante « Sf<sub>2</sub> » Y-Y :

$$h_N = 1,5 \text{ m} ; b = 70 \text{ cm} ; q = 682,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; L = 6,5 \text{ m} .$$

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = \frac{682,5 * (6,5)^2}{8} = 3604 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0,8 * M_0 = 0,8 * 3604 = 2883 \text{ KN.M}$$

$$M_a = 0,5 * M_0 = 0,5 * 3604 = 1802 \text{ KN.M}$$

- Le ferrailage longitudinal pour la travée :

$$\mu = \frac{2883 * 10^6}{700 * (1400)^2 * 14,17} = 0,148$$

$$\alpha = 1,25 * \left( 1 - \sqrt{1 - 2 * (0,148)} \right) = 0,2$$

$$Z = 140 * \left( 1 - 0,4 * (0,2) \right) = 129 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{2883 * 10^6}{1290 * 435} = 51,38 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{C.N.F : } A_s \geq 9,47 \text{ cm}^2 .$$

Choix : 14T20+ 2T25= 53,8 cm<sup>2</sup>.

- Le ferrailage longitudinal pour l'appui :

$$\mu = \frac{1802 * 10^6}{700 * (1400)^2 * 14,17} = 0,093 < \mu_{lim} \Rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 0,12 ; z = 133,3 \text{ cm} .$$

$$A_s \geq \frac{1802 * 10^6}{1333 * 435} = 31,08 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{C.N.F : } A_s \geq 9,47 \text{ cm}^2 .$$

Choix : 10T20= 31,42 cm<sup>2</sup>.

- Ferrailage transversale :

$$T_{\max} = \frac{q * l}{2} = \frac{682,5 * 6,5}{2} = 2218 \text{ KN.}$$

Avec espacement :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$A_t = \frac{2218 * 10^3 * 150}{0,9 * 1400 * 435} * 10^{-2} = 6,07 \text{ cm}^2.$$

Choix : 8T10= 6,28 cm<sup>2</sup>.

### VI.4.3 : Les Vérifications

A) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{2218 * 10^3}{700 * 1430} = 2,2 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,1 * 25}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

B) Vérification de la nervure à L'ELS :

On calcul les moments à L'ELS de la même façon que à L'ELU ; les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 :** Vérification des contraintes à L'ELS dans les nervures.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.M)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>	observation	σ <sub>s</sub> < σ̄ <sub>s</sub>	observation
X-X	travée	1760	8,3<15	Vérifié	143<165	Vérifié
	appui	1100	5,7<15	Vérifié	79<165	Vérifié
Y-Y	travée	1816	8,6<15	Vérifié	149<165	Vérifié
	appui	1135	5,8<15	Vérifié	83<165	Vérifié

VI.4.4 : Schéma de ferrailage des fondations

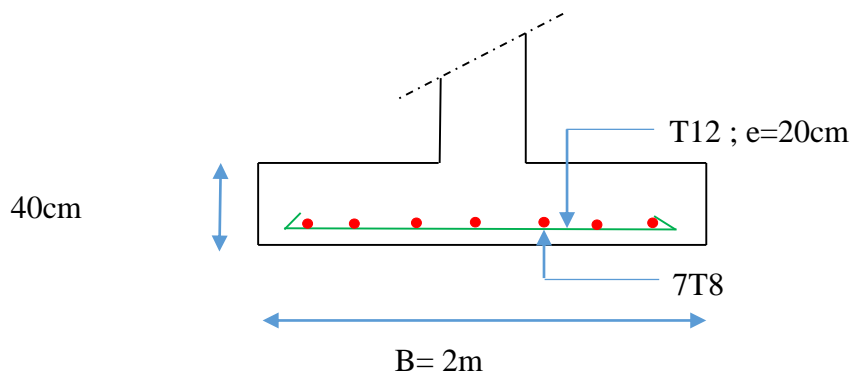


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la semelle suivant X-X

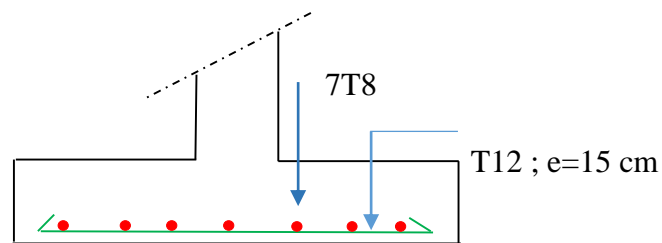
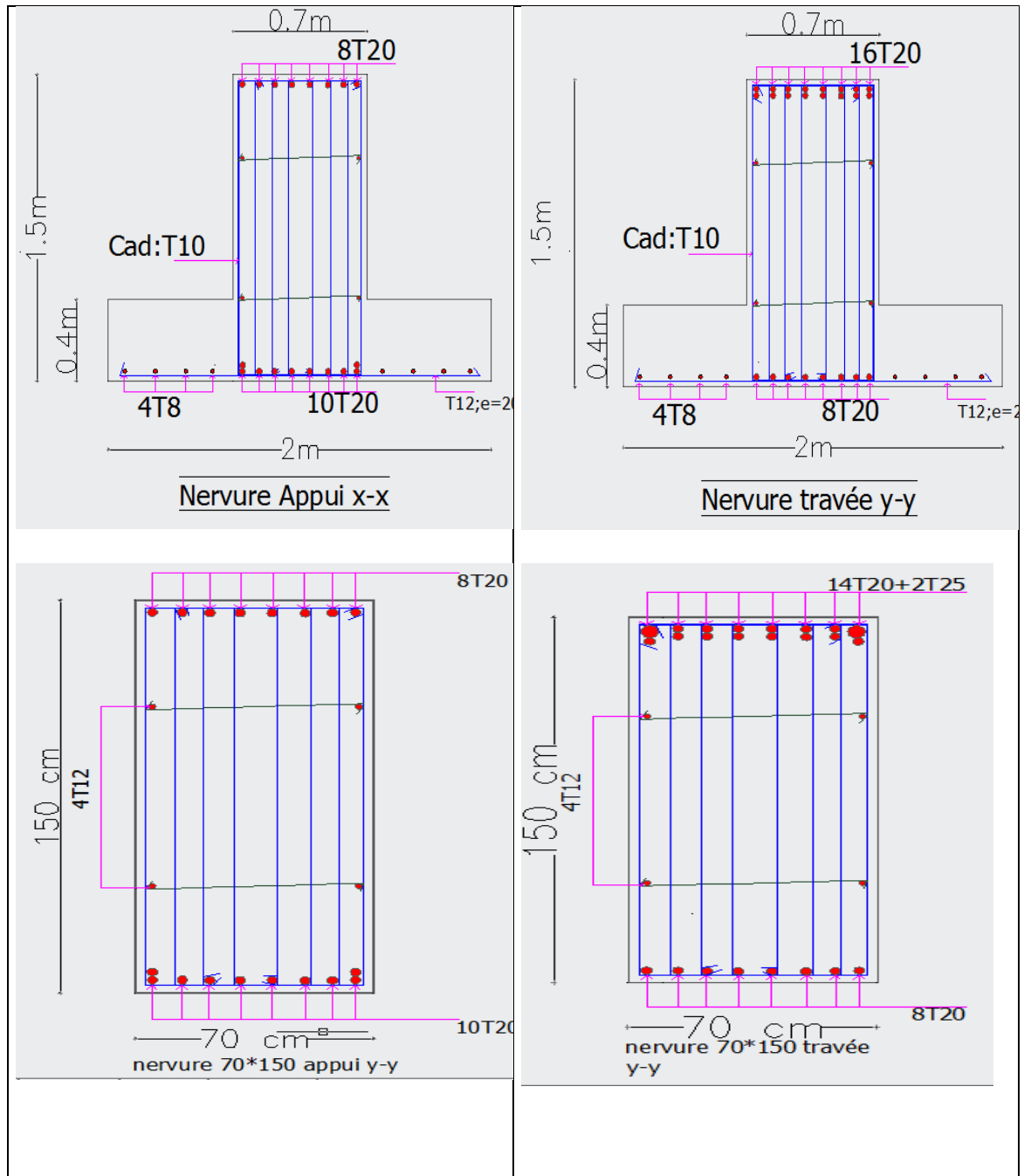


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la semelle suivant Y-Y.

Tableau VI.2 : Section de ferrailage des nervures suivant (X-X) et (Y-Y)

Appui	Travée
<p>150 cm</p> <p>4T12</p> <p>8T20</p> <p>70 cm</p> <p>10T20</p> <p>nervure 70*150 appui x-x</p>	<p>150 cm</p> <p>4T12</p> <p>16T20</p> <p>70 cm</p> <p>8T20</p> <p>nervure 70*150 travée x-x</p>





❖ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \text{Art 10.1.5 RPA 99/V2003}$$

Avec : M : le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique.

N : le poids total de la structure y compris le poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

1) Pour la structure gauche :

Suivant x-x : B=36,05 m ; N= 49000 KN ; M= 103549 KN.M

$$\frac{M}{N} = \frac{103549}{49000} = 2,66 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{36,05}{4} = 9\text{m.} \Rightarrow \frac{M}{N} = 2,66\text{m} < \frac{B}{4} = 9 \text{ m.} \Rightarrow \text{vérifie}$$

Suivant y-y : B=19,32 m ; N =49000 KN ; M= 167202 KN.M

$$\frac{M}{N} = \frac{167202}{49000} = 3,4 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{19,32}{4} = 4,8\text{m.} \Rightarrow \frac{M}{N} = 3,4\text{m} < \frac{B}{4} = 4,8 \text{ m.} \Rightarrow \text{vérifie}$$

2) Pour la structure droite :

Suivant x-x : B=29,54 m ; N =33000 KN ; M= 94313 KN.M

$$\frac{M}{N} = \frac{94313}{33000} = 2,86 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{29,54}{4} = 7,4\text{m.} \Rightarrow \frac{M}{N} = 2,86\text{m} < \frac{B}{4} = 7,4 \text{ m.} \Rightarrow \text{vérifie}$$

Suivant y-y : B=19,32 m ; N =33000 KN ; M= 141913 KN.M

$$\frac{M}{N} = \frac{141913}{33000} = 4,3 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{19,32}{4} = 4,8\text{m.} \Rightarrow \frac{M}{N} 4,3 = \text{m} < \frac{B}{4} = 4,8 \text{ m.} \Rightarrow \text{vérifie}$$

**Conclusion :**

La stabilité au renversement est vérifiée.

### **VI.5 : Calcul des longrines**

Selon le RPA ; la solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée  
« RPA Art 10.1.1 ».

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et la catégorie de site considérée.

Il est plus pratique de calculer le ferrailage nécessaire et après choisir une section du béton (le béton ne participe pas à la résistance à la traction).

**A.N :**  $N_u = 4796,58 \text{ KN}$  ;  $N_s = 3486,53 \text{ KN}$  ;  $\alpha = 12$  (site S2 ; zone III).

$$- \text{ A' ELU : } F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{4796,58}{12} = 399,72 \text{ KN.}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{399,72 * 10^3}{435} * 10^{-2} = 9,19 \text{ cm}^2.$$

$$- \text{ ELS : } F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{3486,53}{12} = 290,54 \text{ KN.}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}; \quad \sigma_s = 90\sqrt{n * f_{t28}} \Rightarrow (\text{fissuration très préjudiciable})$$

$$\sigma_s = 9\sqrt{1,6 * 2,1} = 165 \text{ MPa.}$$

$$A_s \geq \frac{290,54 * 10^3}{165} * 10^{-2} = 17,61 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq \min(17,61 ; 9,19).$$

$$A_s \geq 17,61 \Rightarrow \text{choix : } 4\text{T}20 + 4\text{T}16 = 20,61 \text{ cm}^2.$$

#### ❖ Dimensionnement de la section du béton

Pour assurer les bonnes conditions de coulage on doit garder un espacement suffisant entre les armatures talque :  $e \geq 1,5 c_g$

$C_g$  : Diamètre de plus grands granulats dans notre cas  $\Rightarrow C_g = 2,5 \text{ cm.}$

$$e \geq 1,5 * 2,5 = 3,75 \text{ cm.}$$

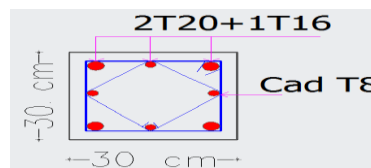
Donc pour une section carrée de côté  $a$  :

$$a \geq 10 + (2 * 3,75) + (2 * 2) + 1,6 \Rightarrow a \geq 23,1 \text{ cm.}$$

On adopte:  $a = 30 \text{ cm.}$

$$\text{C.N.F: } A_s \geq \frac{B * f_{t28}}{f_e} = \frac{30 * 30 * 2,1}{500} = 3,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

$$\text{RPA : } A_s \geq 0,6\%B = 30 * 30 * \frac{0,6}{100} = 5,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifier}$$



**Figure VI.6 :** Schéma de ferrailage de longrine.

### VI.6 : Etude du voile périphérique

Selon le RPA 99 ; les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Notre structure comporte un voile périphérique 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 le plancher du RDC et les fondations.

#### VI.6.1 : Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique ; on se réfère aux prescriptions du RPA 99 V2003 ; qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $\geq 15 \text{ cm.}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\% B$  dans les deux sens ( $B$  : section du voile).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VI.6.2 : Evaluation des charges et surcharges**

On considère le voile comme une dalle plane reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

On considère le tronçon le plus défavorable :  $L_x = 2\text{m}$  ;  $L_y = 6,7\text{m}$ .

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres G

$$G = h * \gamma * \text{tg}^2 * \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 * c * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

$\gamma$ : le poids volumique du sol  $\text{KN}/\text{m}^3$

$\varphi$ : l'angle de frottement interne.

C : cohésion du sol (KPa).

**Remarque**

On considère  $c=0$  (le cas le plus défavorable)  $\gamma = 19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$  ;  $h=2\text{m}$  ;  $\varphi = 30^\circ$

$$G = 2 * 19 * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 12,68 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$P = 1,35G = 1,35 * 12,68 = 17,12 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

**VI.6.3 : Effort dans la dalle**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{6,7} = 0,3 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans une seule direction.}$$

$$M_t = 0,8 * M_0 ; M_a = 0,5 * M_0$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} ; q = 17,12 * 1 = 17,12 \text{ KN}/\text{m}$$

$$M_0 = \frac{17,12 * 2^2}{8} = 8,56 \text{ KN. m}/\text{m}$$

$$M_t = 0,8 * 8,56 = 6,85 \text{ KN. m}/\text{m}$$

$$M_a = 0,5 * 8,56 = 4,28 \text{ KN. m}/\text{m}$$

**VI.6.4 : Calcul du ferrailage**

$B=100 \text{ cm} ; h=15 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$

- Pour la travée :

$$\mu = \frac{6,85 * 10^6}{1000 * 130^2 * 14,17} = 0,029 \Rightarrow As' = 0.$$

$$\alpha = 0,037 \Rightarrow z = 12,8 \text{ cm.}$$

$$As \geq \frac{6,85 * 10^6}{435 * 128} * 10^{-2} = 1,23 \text{ cm}^2.$$

$$\text{RPA: } As > 0,1\% * 35 * 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF: } As > 0,6\text{‰} * 15 * 100 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10/m = 3,93 cm<sup>2</sup>/m ; (T10 ; e=25 cm)

- Pour l'appui : (même calcul)

Choix : 5T10/m = 3,93 cm<sup>2</sup>/m ; (T10 ; e=25 cm)

Pour les armatures de répartition Ar :

On prend Ar = 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/m (T10 ; e=30 cm)

**VI.6.5 : Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{Nous devons vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(4 \text{ MPa} ; \frac{15 * f_{c28}}{\gamma_b}) = \min(4 \text{ MPa} ; 2,5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$T_u^{\max} = \frac{q * l}{2} = \frac{17,12 * 2}{2} = 17,12 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{17,12 * 10^3}{1000 * 130} = 0,13 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{vérifier .}$$

VI.6.6 : Schéma de ferrailage

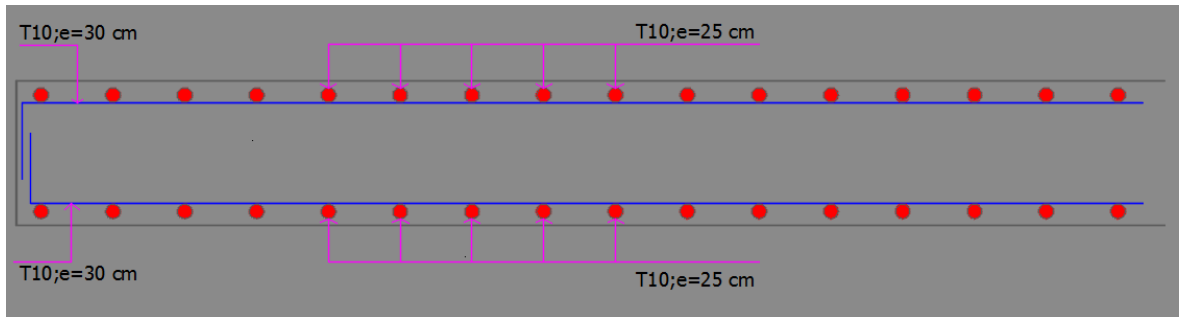


Figure VI.7 : Ferrailage de voile périphérique suivant X-X.

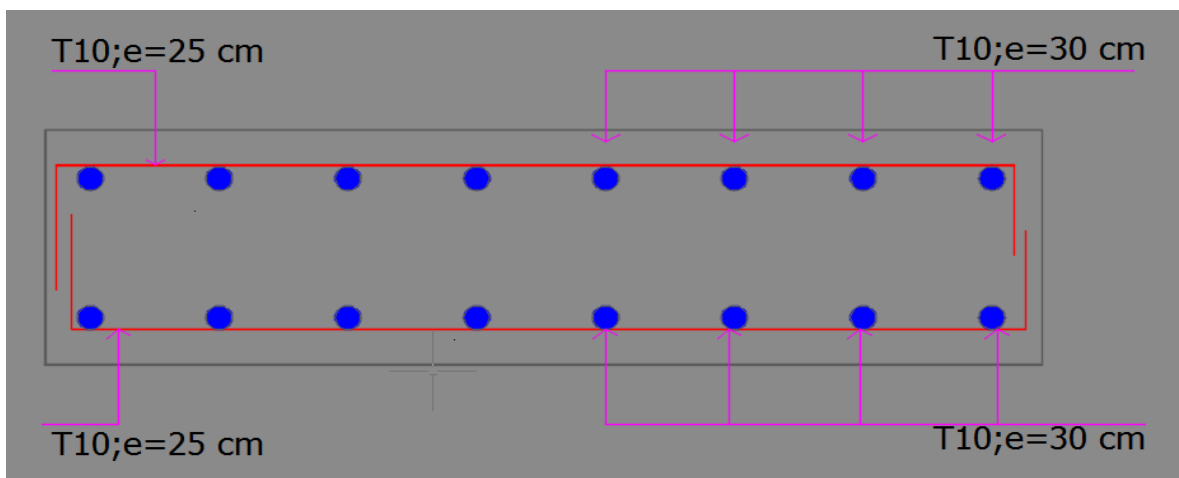


Figure VI.8 : Ferrailage de voile périphérique suivant Y-Y.

CHAPITRE VII  
Etude Thermique  
Comparative.



**VII.1 : Introduction**

Parmi les actions qui s'applique sur les constructions on trouve l'action de la température (T) ; elle devient influente si les dimensions en plan dépassent une certaine valeur (en général 25 m à 30 m).

Dans ce cas on est obligé de prendre en considération la charge de la température dans les calculs et les justifications ; sinon on doit réaliser un joint de dilatation.

Dans notre structure le concepteur a prévu un joint qui divise le bâtiment en deux.

Pour bien comprendre on fait une étude thermique sans joint et comparer avec la présence du joint ; et conclure qu'elle est le bon choix vis-à-vis le coût et les sollicitations.

**VII.2 : Hypothèses et méthodes de calculs****VII.2.1 : Définition de la charge de la température (T)**

La température est une déformation imposée « charge indirecte » qui provoque des efforts normaux de traction et de compression dans les poutres exposées à ces variations.

L'allongement et le raccourcissement des poutres provoquent un moment de flexion et un effort tranchant supplémentaire dans les poteaux.

**VII.2.2 : Le calcul à la température**

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de la structure ; un calcul à la température a été conduit sur la base de la réglementation en vigueur.

Notre structure se situe à la wilaya de TIPAZA ; qui est une wilaya côtière ; la valeur de la variation de la température saisonnière est entre 35 C° et -15 C° selon le CBA 93.

Pour calculer la variation uniforme de la température  $\Delta T$  pour notre structure le CBA 93 recommande l'intervalle  $T_0$  (la température initiale au moment de la réalisation) entre +10C° et +25C°.

$$\Delta T_{u1} = T_{\max} - T_0 \Rightarrow T_{\max} = +35 \text{ c}^\circ$$

$$\Delta T_{u2} = T_{\min} - T_0 \Rightarrow T_{\min} = -15 \text{ c}^\circ$$

$$T_0 = (10; 25 \text{ C}^\circ)$$

A défaut de justification plus précise ; on définit les variations uniformes de température suivant les bornes de l'intervalle  $+10^{\circ}$  et  $+25^{\circ}$  ; donc :

$$\text{Cas 1 : } \Delta T = +35 - (+10) = +25 \text{ C}^{\circ}$$

$$\text{Cas 2 : } \Delta T = +35 - (+25) = +10 \text{ C}^{\circ}$$

$$\text{Cas 3 : } \Delta T = -15 - (+10) = -25 \text{ C}^{\circ}$$

$$\text{Cas 4 : } \Delta T = -15 - (+25) = -40 \text{ C}^{\circ}$$

$$\text{Alors : } \Delta T_{u1} = +25 \text{ C}^{\circ} ; \Delta T_{u2} = -40 \text{ C}^{\circ}$$

### **VII.2.3 : Hypothèses et combinaisons de calcul**

A) Le coefficient de dilatation thermique du béton armé  $\alpha = 10^{-5} \text{C}^{-1}$

B) La température est généralement considérée comme un cas de charge lentement variable qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale différée  $E_v = 10819 \text{ MPa}$ .

Pour les combinaisons à considérées :

- $1,35G + 1,35T + Q \Rightarrow \text{ELU}$
- $1,35G + 1,5Q + 0,8T \Rightarrow \text{ELU}$
- $G + T \Rightarrow \text{ELS}$

### **VII.3 : Sollicitations et ferrailage des poutres**

**N.B :** L'effet de la variation uniforme de température est généralement plus prononcé pour les poutres exposées en permanence aux conditions climatiques extérieures ; induisant des efforts de traction ou de compression.

Les poutres qui sont sollicitées généralement en flexion simple sous les autres cas de charges ; se trouvent sollicité en flexion composée lorsque l'effet de la température est pris en compte.

#### **VII.3.1 : Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul (effort normal N et moment de flexion M) dans les poutres les plus exposées sont extraites directement de notre modèle dans le SAP2000.

**Remarque :** Les poutres porteuses ne sont pas sollicitées par les contraintes thermiques.

**Tableau VII.1 :** Sollicitations les plus défavorables dans les deux poutres les plus exposées.

Poutre	Section	Localisation	N (KN)	M (KN.M)
1	30*45	Appui	810	-103
		Travée	810	97
2	30*45	Appui	837	-89
		Travée	837	59

Convention :  $N > 0$  (traction)

$N < 0$  (compression)

### VII.3.2 : Ferrailage des poutres

Le ferrailage longitudinal des poutres se fait à la flexion composée à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.2 :** Ferrailage longitudinale des poutres.

Poutre	Section	Localisation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
1	30*45	Appui	15,9	2,73	8T16	16 ,08
		Travée	15,51	3,12	8T16	16 ,08
2	30*45	Appui	15,31	3,94	8T16	16 ,08
		Travée	13,39	5,86	8T16	16 ,08

### VII.3.3 : Vérification à l'ELS

A l'ELS on doit vérifier que :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

Les efforts à l'ELS sont extraits de notre modèle dans le SAP2000 avec la combinaison G+T.

Poutre 1 :

- $N = -368$  KN.
- $N = +599$  KN.
- $M_t = 81$  KN.M
- $M_a = -86$  KN.M

Poutre 2 :

- $N = -340$  KN.
- $N = +617$  KN.
- $M_t = 38,95$  KN.M
- $M_a = -45$  KN.M

Les vérifications sont faites par le SOCOTEC ; les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 : Vérification des poutres à L'ELS.**

Poutre	Section	Localisation	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
1	30*45	Appui	9,2	15	Oui	297	201,63	Non
		Travée	8,75	15	Oui	286	201,63	Non
2	30*45	Appui	5,54	15	Oui	259	201,63	Non
		Travée	5,05	15	Oui	243	201,63	Non

- ❖ La contrainte de traction dans les aciers n'est pas vérifiée ; il faut augmenter la section de l'acier et par conséquent la section du béton.

On recalcule la quantité des armatures nécessaire pour que L'ELS soit vérifié ; à l'aide du SOCOTEC on obtient les résultats suivants :

**Tableau VII.4 : Ferrailage longitudinal des poutres à L'ELS.**

Poutre	Section	Localisation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (adp) (cm <sup>2</sup> )
1	30*45	Appui	24,9	4,53	8T20	25,13
		Travée	24,1	4,97	8T20	25,13
2	30*45	Appui	23,7	5,8	8T20	25,13
		Travée	21,2	6,7	8T20	25,13

Pour pouvoir disposer les barres d'acier on doit augmenter la largeur de la poutre de 5 cm  $\Rightarrow$  (35\*45).

VII.4 : Comparaison ; conclusion et recommandations

VII.4.1 : Comparaison des résultats

Après calcul de ferrailage des poutres avec la présence de l'action de la température (T) on va comparer les résultats avec celle trouvée précédemment en absence de la charge de la température ; on résume tout ça dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Comparaison des résultats.

			Avec joint	Sans joint	
Poutre 1	Section (béton)		30*45 (cm)	35*45 (cm)	
	ferrailage	Appui	As	6T12=6,79 cm <sup>2</sup>	8T20=25,13 cm <sup>2</sup>
			As'	3T12=3,39 cm <sup>2</sup>	4T20=12,57 cm <sup>2</sup>
		Travée	As	6T12=6,79 cm <sup>2</sup>	8T20=25,13 cm <sup>2</sup>
			As'	3T12=3,39 cm <sup>2</sup>	4T20=12,57 cm <sup>2</sup>
	Somme	As+As'	10,18 cm <sup>2</sup>	37,7 cm <sup>2</sup>	
Poutre 2	Section (béton)		30*45 (cm)	35*45 (cm)	
	ferrailage	Appui	As	6T12=6,79 cm <sup>2</sup>	8T20=25,13 cm <sup>2</sup>
			As'	3T12=3,39 cm <sup>2</sup>	4T20=12,57 cm <sup>2</sup>
		Travée	As	6T12=6,79 cm <sup>2</sup>	8T20=25,13 cm <sup>2</sup>
			As'	3T12=3,39 cm <sup>2</sup>	4T20=12,57 cm <sup>2</sup>
	Somme	As+As'	10,18 cm <sup>2</sup>	37,7 cm <sup>2</sup>	

On voit bien que le ferrailage des poutres a augmenté considérablement dans le cas de la présence de l'action thermique (sans joint de dilatation) ; c'est à cause de la présence d'un effort normal supplémentaire (traction, compression) dans les poutres dû à la variation uniforme de la température (condition climatique).

Pour avoir l'ordre de grandeur on calcule un facteur « F » avec :

$$F = \frac{\Sigma As \text{ (sans joint)}}{\Sigma As \text{ (avec joint)}} = \frac{37,7}{10,18} = 3,7$$

- Donc la quantité d'acier nécessaire à augmenter de 4 fois c.à.d. 300%.
- La quantité de béton à augmenter de 17%.
- Avec ces données uniquement on ne peut pas juger que réaliser un joint de dilatation c'est le meilleur choix ; car on double les poteaux au voisinage du joint et par conséquence on va multiplier la quantité du matériau (Béton +acier) par 2.

Donc pour pouvoir juger quelle est la solution la plus économique ; on fait une petite étude métré et estimation de coût.

**VII.4.2 : étude économique (estimation du coût)**

**N.B :** On considère que : le prix de m<sup>3</sup> de béton coute 8000 DA et le prix de 100 Kg d'acier (1 quintal) coute 10000 DA.

**A) avec joint :**

A.1) Pour les poteaux :

Désignation	P.U	U	Quantité	Prix total
Béton	8000 DA	m <sup>3</sup>	93	744 000 DA
Acier H.A	10000 DA	Quintal	79,04	790 400 DA
Total	-	-	-	153 4400 DA

A.2) Pour les poutres :

Désignation	P.U	U	Quantité	Prix total
Béton	8000 DA	m <sup>3</sup>	145,8	116 6400 DA
Acier H.A	10000 DA	Quintal	86,3	863 000 DA
Total	-	-	-	202 9400 DA

Le coût total avec joint = 356 3800 DA.

**B) Sans joint :**

B.1) Pour les poteaux :

Désignation	P.U	U	Quantité	Prix total
Béton	8000 DA	m <sup>3</sup>	46,49	371 920 DA
Acier H.A	10000 DA	Quintal	39,52	395 200 DA
Total	-	-	-	767 120 DA

B.2) Pour les poutres :

Désignation	P.U	U	Quantité	Prix total
Béton	8000 DA	m <sup>3</sup>	170,1	136 0800 DA
Acier H.A	10000 DA	Quintal	319,62	319 6200 DA
Total	-	-	-	455 7000 DA

Le coût total sans joint = 532 4120 DA.

Donc on voit bien que le coût total sans joint est largement supérieur au coût avec joint ; on calcule la différence :

$$532\ 4120 - 356\ 3800 = 176\ 0320 \text{ DA.}$$

Avec la réalisation du joint de dilatation thermique ; nous avons économisé environs 176 millions de centime.

$$F = \frac{5324120}{3563800} = 1,5 \Leftrightarrow \text{Le coût augmente avec environ 50\%.}$$

### **VII. 5 : Conclusion**

La réalisation d'un joint de dilatation thermique est le bon choix ; car il est économique par rapport à la réalisation du bâtiment sans joints.

## **CONCLUSION GENERALE**

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ Le pré dimensionnement est une étape importante pour estimer l'ordre de grandeur des éléments structuraux avant d'entamer ; le ferrailage et les vérifications.
- ❖ La modélisation doit autant que possible englober tous les éléments de la structure ; ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ❖ L'irrégularité de la structure complique le choix de la disposition des voiles.
- ❖ On a constaté que le RPA favorise la sécurité devant l'économie.
- ❖ Le radier générale n'est pas toujours la solution miracle ; surtout quand la structure et irrégulière en élévation ; car dans ce cas le radier va engendrer les tassements différentiels (les semelles filantes croisées peuvent régler le problème).
- ❖ L'étude thermique comparative nous a confirmé que l'ingénieur doit toujours prendre en considération le facteur économique.
- ❖ Dans le cas des ouvrages qui ont de grandes dimensions en plans ; l'effet de la température peut être dominant dans les poutres.
- ❖ En fin ; notre souhait le plus cher est de voir notre travaille servir les futures promotions.



# Bibliographie

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ❖ Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ❖ DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ❖ M. Belazougui, calcul des ouvrages en béton armé, Edition office des publications universitaires, (OPU).
- ❖ Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> année et master Génie Civil.
- ❖ Anciens mémoires de fin d'étude.
- ❖ Rapport de sol.