

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
UNIVERSITE –Djilali Bounaama-khemis Miliana



Faculté des Sciences de la technologie

Département de technologie

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME

Master Génie Civil

Option : Structure

Theme

Etude d'un bâtiment (R+7)  
à usage d'habitation et commercial

Devant les membres de jury :

-Président :

présenté par:

-Examineur:

SADFI IMANE  
BOUDJOUBA AHLEM

Promoteur: Mr. MERABTILS

Promotion

\*2020\*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous adonné la force, le courage et la volonté pour élaborer cet travail ,et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur M' MERABTI.S.*

*Pour son soutien, ses conseils judicieux et ses Grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

*Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation.*

*Que tous ceux aucelle s qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce proje ttrouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.*



# dédicace

*Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète Mohamed que le salut sur lui.*

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :  
Aux personnes les plus chères au monde, mamère et mon père, que dieu me les garde.*

❖ *A mon père:*

*Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps où j'ai besoin, et de m'avoir guidé et orienté*

❖ *A ma mère:*

*Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m'avoir donné tout l'affection pour que je puisse continuer.*

📌 *Comme je la dédie à mes frères: Illias et Sa Marier Razika, Djamelet samarier Djamila, Med Amine, Karim-Fatah, et à mes sœurs Zolikha et fiancé Mohamed, Karima, Naima, Djamila et ses filles, et mes chères et les fleurs de mon cœur Inass et Nadjwa.*

📌 *A toute la famille Ben Mohamed mahi eddine et dechraoui. A*

📌 *mon amie intime Fadhila.*

📌 *A mon binôme Naima qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

📌 *A tous mes amies: zahra, ghania, salima, Karima, Amina, Kenza et mon collègue de génie civil*

IMANE



# dédicace

*Je dédié ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont beaucoup souffert pour nous élever et qui m'ont soutenu moralement*

*A mes très chers frères AbdAllah, Ahmed et Walid ,sur toute petit frère Réda*

*A mes très chères sœurs. Hakima, Mariam et chafia*

*A toute ma famille sans exception.*

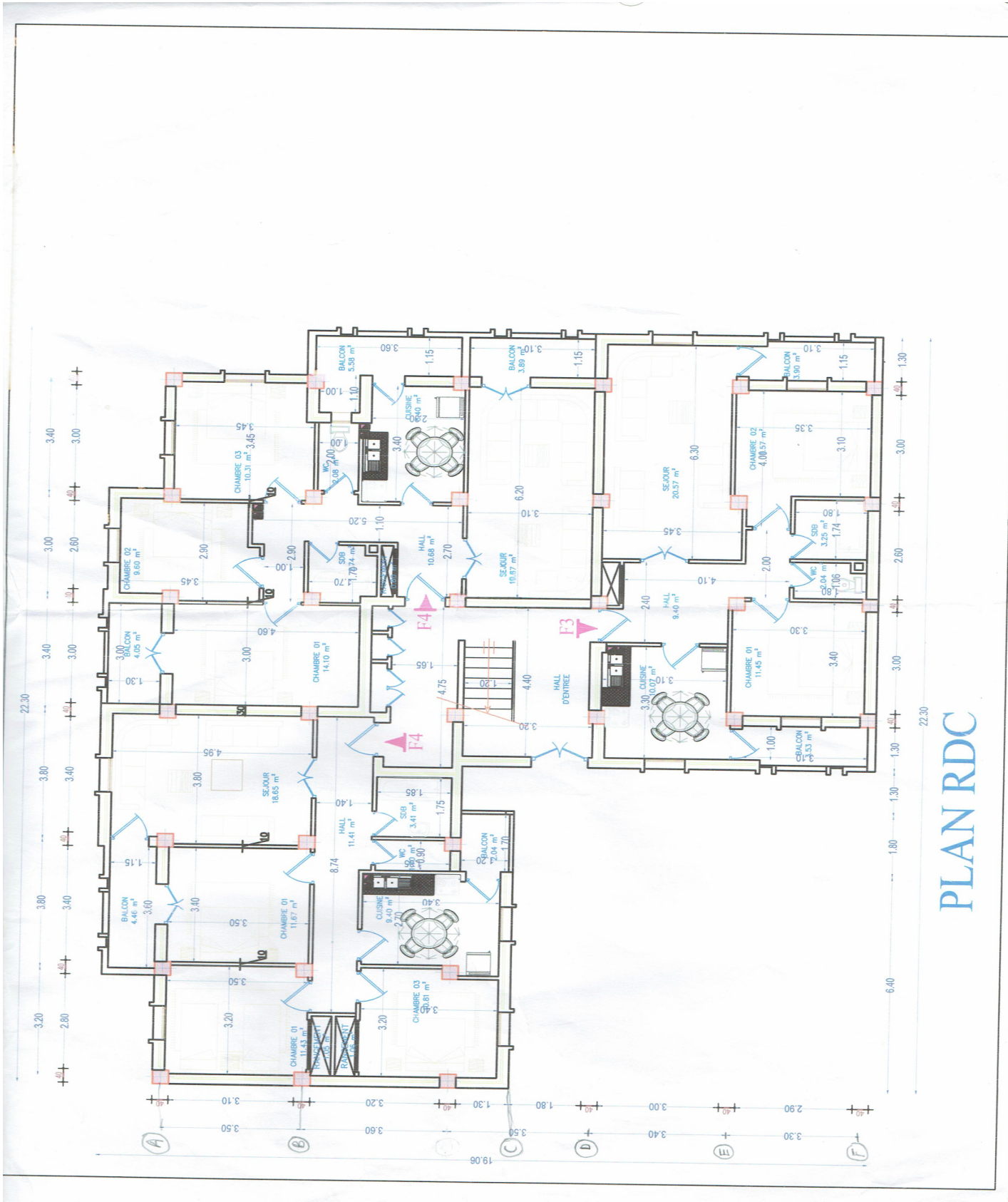
*Atous mes amis Fadhila, akila, soumia, Fatima et noura. A La promotion2020*

*Enfin, je remercie mon ami mon binôme Nacera qui acontribué à la réalisation de ce modeste travail.*

AHLEM



# PLAN ETAGE COURANT



# PLAN RDC

# SOMMAIRE

## Chapitre 0 : Introduction générale

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1	Objectif.....	01
I.2	Introduction.....	01
I.3	Description de l'ouvrage.....	01
I.4	caractéristique mécanique des matériaux.....	04
I.5	hypothèse de calcul.....	09

### Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1	Introduction.....	11
II.2	Evaluation des Charges et surcharges.....	11
II.3	Pré-dimensionnement des Poutres.....	18
II.4	Pré-dimensionnement des Poteaux.....	24
II.5	choix des sections des poteaux.....	32
II.6	Pré-dimensionnement des voiles.....	33

### Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1	l'acrotère.....	37
III.1.1	définition.....	37
III.1.2	calcul de l'acrotère.....	37
III.2	plancher.....	43
III.3	L'escalier.....	62
III.4	balcon.....	80

I.6	Objectif.....	01
I.7	Introduction.....	01
I.8	Description de l'ouvrage.....	01
I.9	caractéristique mécanique des matériaux.....	04
I.10	hypothèse de calcul.....	09

### Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.7	Introduction.....	11
------	-------------------	----



II.8	Evaluation des Charges et surcharges.....	11
II.9	Pré-dimensionnement des Poutres.....	18
II.10	Pré-dimensionnement des Poteaux.....	24
II.11	choix des sections des poteaux.....	32
II.12	Pré- dimensionnement des voiles.....	33

### **Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires**

III.5	l'acrotère.....	37
III.5.1	définition.....	37
III.5.2	calcul de l'acrotère.....	37
III.6	plancher.....	43
III.7	L'escalier.....	62
III.8	balcon.....	80

### **Chapitre IV : Etude Dynamique**

IV.1	Introduction.....	86
IV.2	Etude Dynamique.....	86
IV.3	Généralité sur logiciel.....	86
IV.4	Etude sismique.....	87
IV.5	choix de la méthode de calcul.....	90
IV.5.1	la méthode modale spectrale.....	90
IV.5.2	calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	94
IV.5.3	Interprétation des résultats l'analyse sismique.....	98
IV.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre).....	106
IV.7	Conclusion.....	108

### **Chapitre V: Ferrailage des Eléments Résistants**

V.1	Introduction.....	110
V.2	Hypothèse.....	110
V.3	section minimales et maximales.....	110
V.4	Ferrailage des Poteaux.....	110
V.5	Ferrailage des Poutres.....	122
V.6	Ferrailage des voiles.....	138
V.7	caractéristique et ferrailage des voiles.....	152

### **Chapitre VI : Etude des Fondations**

VI.1	Introduction.....	155
VI.2	Différents types des Fondation.....	155
VI.3	choix de type de Fondation.....	155
VI.4	Calcul des Fondations.....	155
VI.5	semelle isolées.....	156

VI.6	semelle filantes.....	158
VI.7	Radier générale.....	159
VI.8	le voile périphérique.....	176
VI.9	Calcul de la longrine .....	177
<b>Chapitre VII: Conclusion Générale .....</b>		<b>179</b>
<b>Références .....</b>		<b>180</b>
<b>Annexes</b>		

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II :

<b>Tableau. II.1:</b> charges permanentes du plancher terrasse(Corpscreux) .....	12
<b>Tableau. II.2 :</b> charges permanentes du plancher courant(corpscreux) .....	13
<b>Tableau. II.3:</b> charges permanentes du plancher terrasse(dalle pleine) .....	13
<b>Tableau. II.4 :</b> charges permanentes du plancher courant(dalle pleine) .....	14
<b>Tableau. II.5:</b> charges permanentes dumurextérieur .....	15
<b>Tableau. II.6 :</b> charges permanentes dumur intérieur .....	15
<b>Tableau. II.7:</b> Evaluation des charges permanentes de dallede balcon .....	16
<b>Tableau. II.8:</b> Evaluation des charges permanentesde palier .....	16
<b>Tableau. II.9:</b> charge delavolée .....	17
<b>Tableau. II.10:</b> valeurs de la flèche pour la poutre L=6,40m .....	21
<b>Tableau. II.11:</b> valeurs de la flèche pour la poutre L=4,70m .....	22
<b>Tableau. II.12:</b> Dégressiondessurcharges .....	29
<b>Tableau. II.13:</b> choix des sections despoteaux d'angles .....	30
<b>Tableau. II.14:</b> choix des sections despoteaux centraux .....	31
<b>Tableau. II.15:</b> choix des sections despoteaux rives .....	32
<b>Tableau. II.16:</b> choix des sections despoteaux .....	33

## CHAPITRE III :

<b>Tableau. III.1:</b> Evaluation des chargeset surcharges .....	49.
<b>Tableau. III.2:</b> Combinaisonde charges .....	49
<b>Tableau. III.3:</b> les déférents casdechargement .....	51
<b>Tableau. III.4:</b> les moments et leeffortstranchants .....	52
<b>Tableau. III.5:</b> charges etsurcharges palliasse .....	65
<b>Tableau. III.6 :</b> combinaison des chargesde l'escalier .....	66
<b>Tableau .III.7 :</b> Caractéristiques géométriqueset mécaniques .....	69
<b>Tableau.III.8:</b> les efforts internes à l'ELU età l'ELS .....	82

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure. I.1:Plancher corps creux .....	03
Figure. I.2:Brique creuse.....	04
Figure. I.3: Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU .....	06
Figure. I.4: Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS.....	07
Figure. I.5: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.....	08

## CHAPITRE II: pré dimensionnement.

Figure. II.1:Plancher terrasse (corps creux).....	12
Figure. II.2:plancher étage courant (corps creux .....	12
Figure. II.3:Plancher terrasse (dalle pleine).....	13
Figure. II.4:plancher étage courant (dalle pleine .....	14
Figure. II.5 : détail mur extérieur .....	14
Figure. II.6 : détail mur intérieur.....	15
Figure. II.7:L'acrotère.....	17
Figure. II.8 : poteau d'angle.....	27
Figure. II.9 : poteau central.....	30
Figure. II.10 : poteau de rive.....	31
Figure. II.11 : Coupée voilée en élévation.....	35
Figure. II.12 : Coupes de voiles en plan .....	35

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Figure. III.1 : Les dimensions de l'acrotère.....	37
Figure III.2 : schéma de ferraillement de l'acrotère .....	43
Figure. III.3:Corps creux .....	44
Figure III.4 : Dimension des poutrelles .....	45
Figure III.5. : Hauteur de la poutrelle .....	45
Figure. III.6 : Longueur effective .....	50
Figure. III.7 : position de l'axe neutre .....	59
Figure. III.8: Ferraillement de poutrelle .....	62
Figure. III.9: Les éléments de l'escalier .....	63
Figure. III.10:Schéma statique de l'escalier .....	64
Figure. III.11 : diagramme des moments et des efforts à l'ELU .....	67
Figure. III.12: diagramme des moments et des efforts à l'ELS.....	69
Figure. III.13: Schéma statique de la poutre palière.....	73
Figure. III.14 : diagramme des moments de la poutre palière à E.L.U .....	74
Figure. III.15 : diagramme des moments de la poutre palière à E.L.S .....	75
Figure. III.16 : schéma de ferraillement de l'escalier .....	80
Figure III.17: Schéma statique de Balcon .....	80
Figure III.18: ferraillement du balcon.....	84

# LISTE DES SYMBOLE

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$ : 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.
- q: Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$ : Contrainte de consolidation.
- $C_c$ : Coefficient de compression.
- $C_s$ : Coefficient de sur consolidation.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_b$ : Contrainte de compression du béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\sigma_b$ : 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 à 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 ultimes.
- $T_u$ : Effort tranchant ultime. T : Effort tranchant, Période.
- $S_t$ : Espacement.
- $\lambda$ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- $N_q, N_c$ : Faurs de portance.
- F : Force concentrée. f
- : Flèche.

$\bar{f}$ : Flèche admissible. D : Fiche d'ancrage.  
L : Longueur ou portée.  
 $L_f$ : Longueur de flambement.  $I_p$ : Indice de plasticité.  
 $I_c$ : Indice de consistance.  
W : Teneur en eau, Poids total de la structure.  $S_r$ : Degré de saturation.  
: Poids volumique sec.  
: Poids volumique humide.  
: Poids volumique saturé.  
 $W_{sat}$ : Teneur en eau saturé.  $W_L$ : Limite de liquidité.  
 $W_p$ : Limite de plasticité. 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 à 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'âge.  
 $f_{t28}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.  
 $F_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge. K  
: Coefficient de raideur de sol.  
 $S_c$ : Tassement oedométrique.  
 $S_c^T$ : Tassement total.  
 $S_c^{adm}$ : Tassement admissible.  
 $\delta$ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton. Y :  
Position de l'axe neutre.  
 $I_0$ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات (R+7) الواقعة بولاية عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III حسب تصنيف القانون الجزائري المضاد للزلازل الصادر سنة 1999 المراجع في سنة 2003 ومقاومة مختلف الحمولات العمودية و الأفقية بواسطة العوارض و الأعمدة لضمان استقرارها. و قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمما طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة الهندسة المدنية و مقياس الخرسانة المسلحة في الحالات الحدية لسنة 1991 المراجع في سنة 1991.

## RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+7 à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de AIN DEFLA. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA-99 /version 2003.

Cet ouvrage est une structure en portiques auto-stables et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA99/version2003.

En plus de la vérification du phénomène de l'impact du poids de l'édifice lors d'un mouvement sismique

## SUMMARY

This brief examines building in R+7 for residential use. It is located in the wilaya of AinDefla. This area is a seismic zone III as RPA-99 / 2003 version.

This book is a gantry structure stable and self-supporting elements predimensioninghas been made under the CBA93 and RPA99/version2003.

introduction



# introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en pratique les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+7, présentant une irrégularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul **ETABS** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99/version2003**.

## I.1.OBJECTIF

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en se qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

## I.2.Introduction .

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bloc irrégulière (R+7) à usage (commercial).

Le bâtiment est composé de :

- ✚ Un Rez de chaussée à usage commercial.
- ✚ Le reste des étages sont à usage d'habitation.

D'après le règlement parasismique algérien (**RPA99 ver.03**) (2) la commune de el atef willaya de Ain defla est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "groupe 2", car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

## I.3. Description de l'ouvrage:

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.

### I.3.1. Caractéristiques géométriques:

#### a) Dimensions en plan:

Longueur totale en plan selon (x-x): 25,20 m.

Largeur totale en plan selon l'axe (y-y) : 16,80m.

#### b) Dimension en élévation:

- Hauteur totale de la structure : 25,5 m. sans l'acrotère
- Hauteur d'étage :
  - RDC : 4.08 m.
  - Autres étages : 3,06 m

**I.3.2. Ossature :**

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et de voiles de contreventement suivant les différents sens, en plus d'un noyau constitué de voile pour la cage d'escaliers.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

**I.3.3. Planchers:**

Nous avons opté pour deux types de plancher :

- a) - plancher à corps creux.
- b) - plancher en dalle pleine.

**a) Planchers à corps creux (en partie courante)**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.



**Figure I.1 :** Plancher à corps creux.

### **b. Planchers dalle pleine**

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

#### **I.3.4. Les Balcons**

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

#### **I.3.5. L'acrotère**

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

#### **I.3.6. Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse inaccessible.

#### **I.3.7. Poutres:**

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des pouter port uses.
- Des pouters non port uses.

#### **I.3.8. Poteau:**

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

**I.3.9. Escaliers:**

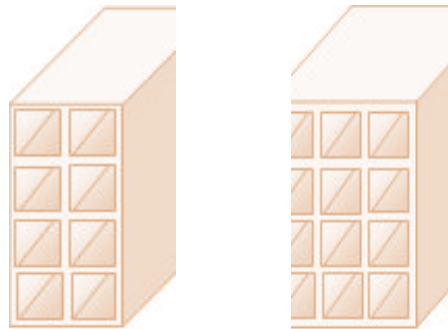
Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage.

**I.3.10. Maçonnerie:**

On distingue:

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs (figure I .2).



**Figure I.2 : Brique creuse**

✚ Murs extérieurs : à double cloison

- Braque ceruse de 15cm
- Lame d'air de 5cmd'épaisseur
- Brique creusede10cm

✚ Murs intérieurs;

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

**I.3.11. Revêtement:**

- \* En carrelage pour les planchers courants.
- \* En mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier.
- \* En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- \*

## I.4 : CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX

### I.4.1: LE BETON

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, de sable, et de granulat. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé. Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise  $f_{c28}=25$  MPa [1].

**A- Résistance à la compression(j) jours:**  $j \leq 28, f_{cj} = 0.685 * f_{c28} * \log(j+1)$

**B- Résistance à la traction:**  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

**C- Module de déformation longitudinale :**

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

➤ **Module de déformation instantanée:**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a: } E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa} \quad (1)$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée:**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a: } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa} \quad (2)$$

**f- Les Contrainte Limites :**

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites.

➤ **Etat limite ultime « E.L.U » :**

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

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

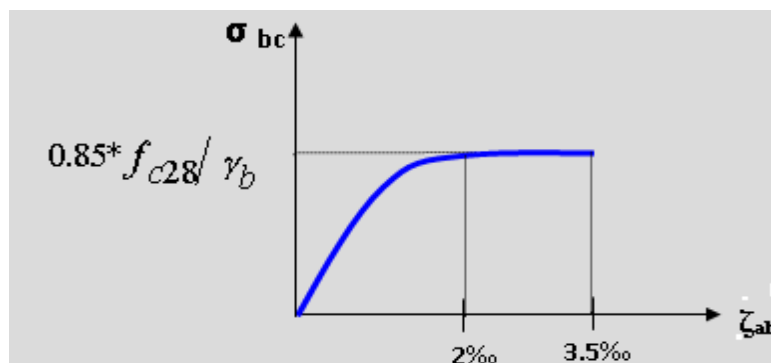
Avec

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1,15$  cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage



du béton.

**Figure I.3 :** Diagramme contrainte déformations ELU.

➤ **Etat limite de service « E.L.S » :**

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction. La contrainte limite de service est donnée par:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

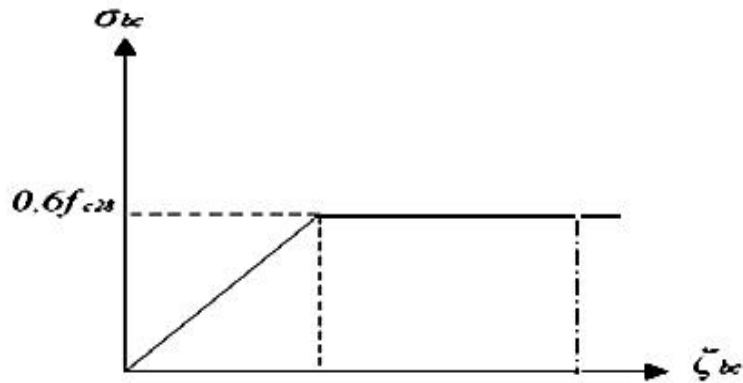


Figure I.4. Digramme contraintes- déformations à l'ELS.

### I.4.2 : ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants:

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- Haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø=6mm pour les dalles

#### CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER

**Etat Limite Ultime « E.L.U » :**

On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec :

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

◆ rond lisse	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	situation durable ou transitoire
( $f_e = 235 \text{ MPa}$ )	$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	situation accidentelle
	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	situation durable ou transitoire
◆ haute adhérence		
( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$	situation accidentelle



$\varepsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier: 
$$\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

### Etat limite de service « E.L.S »

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

✚ Fissuration peu nuisible, pas de vérification

✚ Fissuration préjudiciable : 
$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$$

✚ Fissuration très préjudiciable : 
$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 110\eta\right)$$

AVEC :

$\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

### b- Allongement de rupture :

$\varepsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

### c- Module d'élasticité longitudinale:

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à:  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  (MPa).

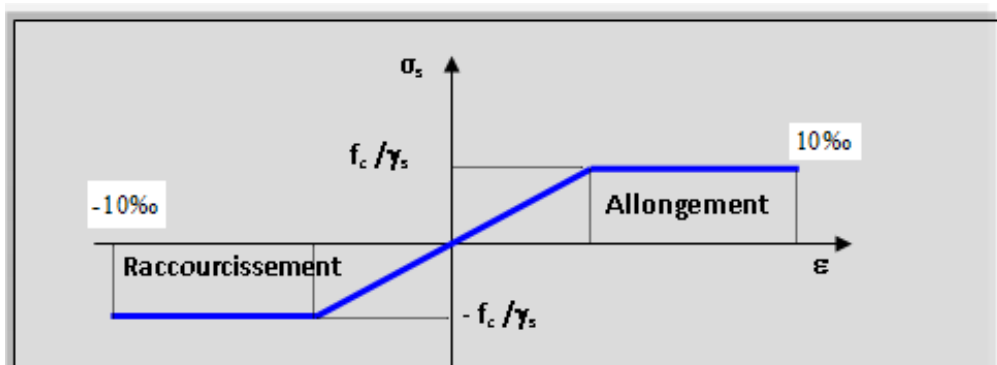


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

**I.5: Hypothèse de calcul:**

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

**a. Etat limite ultime (E.L.U):**

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI)
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à

La traction

- La raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5% en flexion simple ou composée et à 2% dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10%

**b. Etat limite de service (ELS):**

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

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

La contrainte de calcul, notée " $\sigma_s$ ", est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{s}$

$$- \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$- \text{Acier à haute adhérence} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

## II.1:INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes:

### ⚡ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

### ⚡ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques, Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91 (2), CBA93 (3) et R.P.A 99 V2003 (1)

## II.2. Evaluation des charges et des surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

### II.2 .1 : estimation des charges et des surcharges des planchers.

La structure présente quatre type de plancher :

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux.
- Plancher terrasse inaccessible en dalle plein.
- Plancher courant en corps creux.
- \_ Plancher courant en dalle pleine

#### Charges permanentes :

##### a) Les planchers en corps creux:

##### A-1) Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

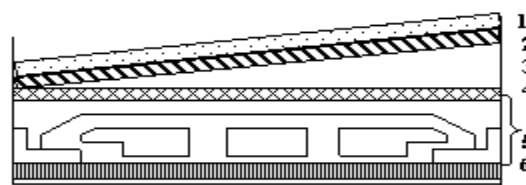


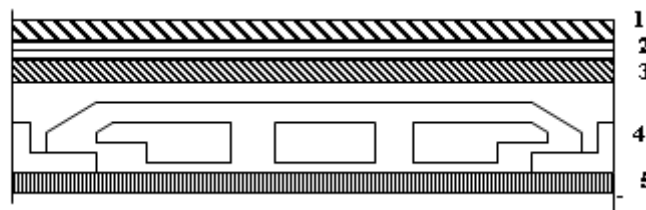
Figure. II.1 Plancher terrasse (corps creux).

**Tableau II. 1. Charges permanentes du Plancher terrasse.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/ m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	4	18	0,72
2. Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3. Forme de pente	12	20	2,40
4. Isolation thermique	4	4	0,16
5. Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
6. Enduit plâtre	2	10	0,20
G	6,45 KN/m <sup>2</sup>		
Q	1 KN/m <sup>2</sup>		

**A -2) Plancher étage courant:**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

**Figure II.2 : Plancher étage courant (corps creux).****Tableau II.2. Charges permanentes du Plancher courant.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/ m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	20	0,40
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	3	18	0,54
4-Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
5-Enduit plâtre	2	10	0,20
6-Cloison	0,1	9	0,9
G	5,29 KN /m <sup>2</sup>		
Q	1,5 KN/m <sup>2</sup>		

## b) Les planchers en dalle pleine:

### b-1) Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse réalisé en dalle pleine surmonté de plusieurs couches.

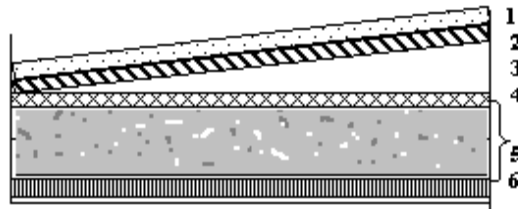


Figure II.3 : Plancher terrasse (dalle pleine).

Tableau II. 3. Charges permanentes du Plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/ m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	5	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3. Forme de pente	10	22	2,20
4. Isolation thermique	4	4	0,16
5. Dalle pleine	15	25	3,75
6. Enduit plâtre	2	10	0,20
G	7,28 KN/m <sup>2</sup>		
Q	1KN/m <sup>2</sup>		

### b-2) Plancher étage courant :

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant en dalle pleine.

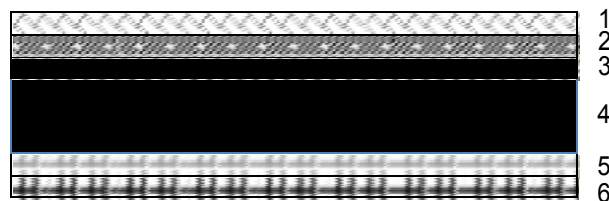


Figure II.4 : Plancher étage courant (dalle pleine).

**Tableau II.4.** Charges permanentes du Plancher courant.

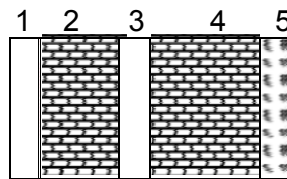
Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/ m <sup>3</sup> )	G ( KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	22	0,44
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	3	18	0,54
4-Dalle pleine	15	25	3,75
5-Enduit plâtre	2	10	0,20
6-Cloison	/	/	1,00
G	6,33 KN/m <sup>2</sup>		
Q	1,5 KN/m <sup>2</sup>		

**II.2.2. Maçonnerie:**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

**a) Murextérieur:**

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

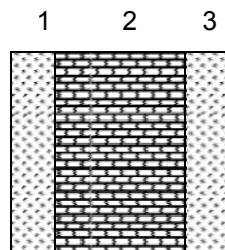
**Figure II.5 :** Détail mur extérieur.**Tableau II .5 :**

Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/ m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Briques creuses	10	9	0,90
3- Lamelle d'air	5	/	0,00
4- Brique creuse	15	14	2,10
5- Enduit en ciment	2	20	0,40
G	3,64 KN/m <sup>2</sup>		

**b) Mur intérieur:**

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse.



*Figure II.6 : Détail mur intérieur.*

*Tableau II.6 : Charges permanentes du mur intérieur.*

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Brique creuse	10	9	0,90
3- Enduit intérieur	2	12	0,24
G	<i>1,38 KN/m<sup>2</sup></i>		

**Remarque:**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

**II.2.3. Balcons:**

Les balcons sont en dalle pleine.

➤ **Charge permanente:****Tableau. II.7 :** Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
Carrelage	0.02	20	0.40
mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.03	18	0.54
dalle pleine	0.15	25	3,75
enduit ciment	0.02	10	0.40
G	5,29 KN/m <sup>2</sup>		
Q	3,50 KN/m <sup>2</sup>		

**II.2.4. l'escalier:****a) Palier:**➤ **Charge permanente:****Tableau. II.8:** Evaluation des charges permanentes de palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	La Surface (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ( $e = 18\text{cm}$ )	25	$1 \times 0.15$	4.50
Carrelage ( $e = 2\text{cm}$ )	22	$0.02 \times 1$	0.44
Mortier de pose ( $e = 2\text{cm}$ )	20	$0.02 \times 1$	0.40
Enduit en plâtre ( $e = 2\text{cm}$ )	10	$0.02 \times 1$	0.20
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		5.54
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5



**b. Volée (paillasse) :**

**Tableau II.9: Charge du Volée**

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	La Surface (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse (e = 15cm)	25	$1 \times 0.15 \cos 32.52^\circ$	5.15
Poids propre du contre marche (e = 17cm)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal (e = 2cm)	22	$0.02 \times 1$	0.44
Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	$0.02 \times 1$	0.40
Carrelage vertical (e = 2cm)	22	$0.02 \times 1$	0.44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	$0.02 \times 1$	0.40
Enduit en plâtre (e = 2cm)	10	$0.02 \times 1$	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9,9
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

$$\alpha = \arctan \frac{0,17}{0,3} = 29.54^\circ$$

**II.2.5 : ACROTÈRE**

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques,

Son calcul se fait à la flexion composée.

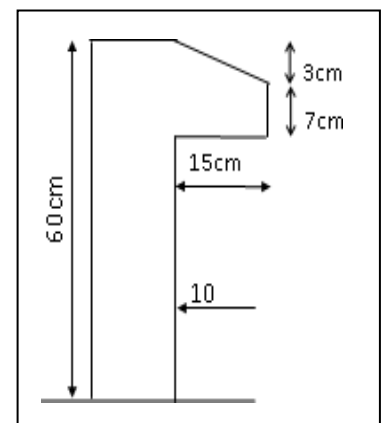
On considère une bande de 1 m de largeur.

**– Charge permanente:**

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

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$\rho$  : le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$



**Figure II.7. L'acrotère**

✓ La surface :  $S = [0,6 \times 0,1 + (\frac{0,1 + 0,07}{2}) \times 0,15] = 0,0727 \text{ m}^2$ .

✓ Poids propre de l'acrotère:  $g_0 = \rho \cdot S = 25 \times 0,0727 = 1,817 \text{ KN/ml}$ .

✓ Poids de l'enduit de ciment:  $g_1 = \rho \cdot S = 2 \times 0,6 \times 0,02 \times 18 = 0,432 \text{ KNG} = g_0 + g_1 = 2,25$

KN/ml.

✓ La charge d'exploitation (la main courante):  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  (terrasse inaccessible)

**II.3 : PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (2), et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99) (1), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

Les trois étapes précédentes sont résumées comme suite :

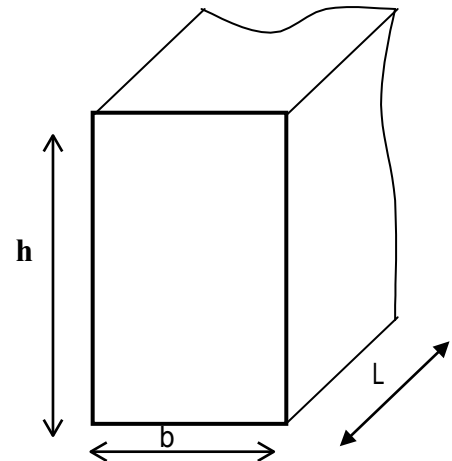
**A) selon les règles BAEL 91:**

La hauteur  $h$  de la poutre doit être:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (2)$$

La largeur  $b$  de la poutre doit être:

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$



Avec :

$L$  : portée de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

**Figure II.8:** schéma représentatifs de poutre

**B) selon le RPA 99 version 2003 pour la zone III: (1)**

La hauteur  $h$  de la poutre doit être:

$$h \geq 30cm$$

La largeur  $b$  de la poutre doit être:

$$b \geq 20cm$$

Le rapport hauteur largeur doit être

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

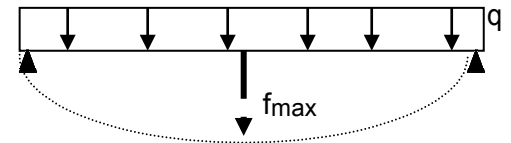
## C) vérification de la rigidité

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L > 5 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L < 5 \text{ m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie la flèche maximal est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (2)$$



Avec :

$L$  : la portée de la poutre.

$h$  : la hauteur de la section de la poutre.

$b$  : la largeur de la section de la poutre.

$f_{\max}$  : la flèche maximum de la poutre.

$q$  : la charge uniformément répartie déterminée à l'E.L.S ( $q = G+Q$ ).

$G$  : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre

$Q$  : charge d'exploitation supportée par la poutre

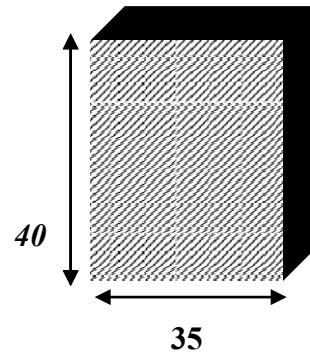
$I$  : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion,  $I = \frac{bh^3}{12}$

$E_{vj}$  : Module de YOUNG différée du béton armé :  $E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}}$

**.1. Poutre principale(porteuse) l'axe xy: L=380cm.**

**Exemple A2)**

 : L = 380cm.



- Selon BAEL91: (2)  
25 cm ≤ h ≤ 38cm

7,60 cm ≤ b ≤ 26,6 cm    ⇒    On adopte une section de : h = 40cm.

b = 35cm.

- Vérification selon RPA99:(1)

b = 35cm > 20 cm.....vérifiée.

h = 40cm > 30cm.....vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$ .....verifier.

- Vérification de la flèche:

$$L = 3,60m > 5m \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{500}$$

$$\bar{f} = 12,2 \text{ mm}$$

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{b}{12} \frac{h^3}{12} = \frac{(300)}{12} \frac{(400)^3}{12} = 93312 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$S = \frac{2,9}{2} + \frac{2}{2} = 2,45\text{m}$$

$$P_p = 0,35 \times 0,40 \times 25 = 3,5\text{KN/ml}$$

**Terrasse:**  $q_t = [(G_t + Q_t)(S)/L] + P_p = 21,58\text{KN/ml}$

**Etage courant:**  $q_{ét} = [(G_{ét} + Q_{ét})(S)/L] + P_p = 21,15\text{KN/ml}$

**RDC:**  $q_{RDC} = [(G_{RDC} + Q_{RDC})(S)/L] + P_p = 27,17\text{KN/ml}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10 : Valeurs de la flèche pour la poutre de L = 380cm**

Type de plancher	q(KN /ml)	f <sub>max</sub> (m)	f <sub>adm</sub> (m)	Observation
<b>Plancher terrasse</b> G=6,38 KN/m <sup>2</sup> Q=1 KN/ m <sup>2</sup>	21,58	17,6	12,2	Vérifiée
<b>Plancher courant</b> G=5,29KN/m <sup>2</sup> Q=1,5 KN/m <sup>2</sup>	21,15	17,4	12,2	Vérifiée
<b>RDC</b> G=5,38KN/m <sup>2</sup> Q=2,5 KN/m <sup>2</sup>	27,17	10,2	12,2	Vérifiée

La flèche étant vérifiée, la section (35 ×40) est retenue.

**Cas2 : L = 360cm. poutre secondaires (non porteuses): axe xx**

- Selon BAEL91: (2)

$$22,66\text{ cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

$$6,40\text{cm} \leq b \leq 22,4\text{ cm} \quad \implies \text{On adopte une section de : } h = 35\text{cm.}$$

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

- Vérification selon RPA99:(1)

$$b=30\text{cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

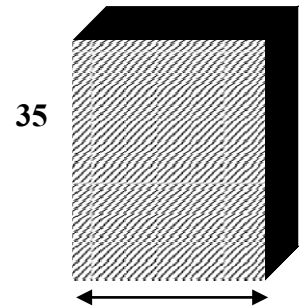
$$h=35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{b}{12} \frac{h^3}{12} = \frac{(300)}{12} \frac{(350)^3}{12} = 72057,33 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$S = \frac{3,30}{2} + \frac{,30}{2} = 3,30 \text{ m}^2$$

$$P_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/ml}$$



**Terrasse:**  $q_t = [(G_t + Q_t)(S)/L] + P_p = 30,54 \text{ KN/ml}$

30

**Etage courant:**  $q_{ét} = [(G_{ét} + Q_{ét})(S)/L] + P_p = 29,46 \text{ KN/ml}$

**RDC:**  $q_{RDC} = [(G_{RDC} + Q_{RDC})(S)/L] + P_p = 27,015 \text{ KN/ml}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II.11 : Valeurs de la flèche pour la poutre de L = 360**

Type de plancher	q(KN /ml)	f <sub>max</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
<b>Plancher terrasse</b> G=6,45 KN/m <sup>2</sup> Q=1 KN/ m <sup>2</sup>	30,5	6,53	6,8	Vérifiée
<b>Plancher courant</b> G=5,29KN/m <sup>2</sup> Q=1,5 KN/m <sup>2</sup>	29,46	6,53	6,8	Vérifiée
<b>RDC</b> G=5,29KN/m <sup>2</sup> Q=2,5 KN/m <sup>2</sup>	36,19	1,05	6,8	Vérifiée

La flèche étant vérifiée, la section (30 ×35) est retenue.

**Conclusion :**

**Poutres principales (3,80) :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$**

## II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

### II.4.1. Procédure decalcul

La procédure de calcul se fera comme suit :

- Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple.
- Plusieurs poteaux seront considérés pour chaque niveau, et on retiendra que le poteau le plus sollicité.
- Tous les poteaux seront de section carrée.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en deux étapes :

#### 1<sup>ère</sup> étape

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service, les sections trouvées seront comparées aux sections minimales requises par le RPA99 (1), et nous choisirons la section la plus grande entre les deux.

#### 2<sup>ème</sup> étape

Les sections choisies à l'état limite de service seront vérifiées à l'état limite ultime vis-à-vis de la résistance.

##### a. Etat limite de service

On calcul la section minimale du béton « B » aux ELS selon le BAEL91, c.-à-d. :

$$\frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad (2)$$

Avec :

$N_{ser}$  : effort normal pondéré à ELS tel que  $N_{ser} = G + Q$

B : section de béton du poteau

n : coefficient d'équivalence  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

$A_s$  : la section d'acier qui sera prise égale à 0,9%B Donc en

replaçant dans l'équation précédente, on aura:

$$\frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 \times f_{c28}$$



D’ou :

$$B \geq \frac{N_{Ser}}{0,69 f_{c28}}$$

**b. Le minimum requis par la RPA99 ver 03(1)**

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

- Min (b., h) ≥ 30 cm
- Min (b., h) ≥  $\frac{e}{20}$  cm
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
- $A_{S_{min}} = 0,9\%B$

Avec:

b,h: dimensions de la section, dans notre cas (b = h = a)

he: la hauteur de l’étage

**c. Etat limite ultime**

La vérification de la résistance à l’état limite ultime se traduit par :

$$N_{u_{ser}} \leq \alpha \left( \frac{B r f_{c28} + A_s f_e}{0,9 \gamma_b \gamma_s} \right) \dots\dots (*) \quad (1)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

{	$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
	$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l’acier tel que :

{	$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
	$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$$N_u = 1,35 (G + G_{poteau}) + 1,5 Q$$

$G_{\text{poteau}}$  : poids propre du poteau prédimensionné

$G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

$Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \quad (1)$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$\lambda$ : L'élancement d'EULER du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$ ; on prend

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 h_e$$

$L_f$ : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$B$  : aire totale de la section du poteau

$A_s$ : section d'acier minimale

$f_{c28}$ : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e$ : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$B_r$ : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmètre tel que :

$$\text{Poteaux carrés} \dots \dots \dots B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$$

On tire de l'équation (\*) la valeur de  $B_r$ :

$$Br \geq \left( \frac{N_u}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right) \square$$

Avec  $[B_r] = [m^2]$        $[N_u] = [MN]$

A cause de l'irrégularité de notre bloc, on pré dimensionne 6 types de poteaux.

**II.4.2 : Poteau d'angle**

$$S_{pl} = (1,70 \times 1,65) = 2,80 m^2$$

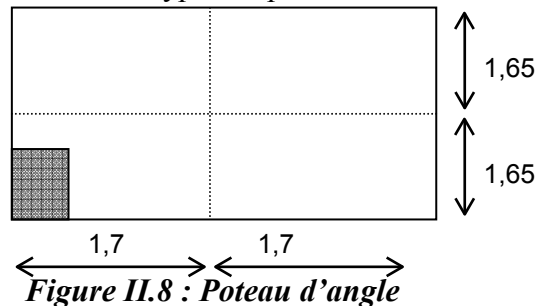


Figure II.8 : Poteau d'angle

**Détermination des charges**

➤ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 6,45 \times 2,80 = 18,06 KN$
  - Poids des poutres porteuses..... $G_{PP} = 0,24 \times 0,35 \times 25 \times 1,7 = 3,57 KN$
  - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,20 \times 0,30 \times 25 \times 1,65 = 2,47 KN$
  - Poids de l'acrotère ..... $G_{ACR} = 2,049 \times (1,7+1,65) = 6,86 KN$
- 
- $G_T = 30,96 KN$

Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :

- poids plancher courant ..... $G_{PC} = 5,29 \times 2,80 = 14,81 KN$
  - Poids des poutres porteuses..... $G_{PP} = 0,24 \times 0,35 \times 25 = 2,10 KN$
  - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,20 \times 0,30 \times 25 \times 1,65 = 2,47 KN$
  - Poids de mur extérieure..... $G_{MUR} = 3,64 \times (1,7+1,65) = 12,20 KN$
- $g = 31,58 KN$

D'où:  $G_6 = G_T + g = 62,54 KN$

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :

$$G_5 = G_6 + g = 94,12 KN$$

Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :

$$G_4 = G_5 + g = 125,7 \text{KN}$$

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :

$$G_3 = G_4 + g = 157,28 \text{KN}$$

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :

$$G_2 = G_3 + g = 188,86 \text{KN}$$

Poids revenant au 1<sup>ème</sup> étage :

$$G_1 = G_2 + g = 220,44 \text{KN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{\text{RDC}} = G_1 + g = 252,02 \text{KN}$$

### Charge d'exploitation

Loi de dégression de sur charge

#### Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Tableau II.12. Dégression des surcharges

Niveau du Plancher	Surcharges	$\sum_{\text{Surcharges}} (\text{KN/m}^2)$	$\sum_{\text{Surcharges}} (\text{KN/m}^2)$
T	$Q_0$	1	1
P6	$Q_1$	1+1,5	2,5
P5	$Q_2$	2,5+0,95×1,5	3,925
P4	$Q_3$	3,925+0,90×1,5	5,275
P3	$Q_4$	5,275+0,85×1,5	6,55
P2	$Q_5$	6,55+0,8×1,5	7,75
P1	$Q_6$	7,75+0,75×1,5	8,875
RDC	$Q_7$	8,875+0,7×1,5	9,925

**Surchargé d'exploitation:**

En appliquant la loi de dégression ; on trouve :

$$\text{Terrasse: } Q_t=Q_0= 2,80 = 2,80\text{KN}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_6=Q_0+1,9Q= 2,80+1,9\times 9,925 = 21,65\text{KN}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_5=Q_0+2,7\times Q= 2,80+2,7\times 9,925 = 29,59\text{KN}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_4=Q_0+3,4\times Q= 2,80+3,4\times 9,925 = 36,54\text{kN}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_3=Q_0+4\times Q= 2,80+4\times 9,925= 42,5\text{KN}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage: } Q_2=Q_0+4,5\times Q= 2,80+4,5\times 9,925 = 47,46\text{kN}$$

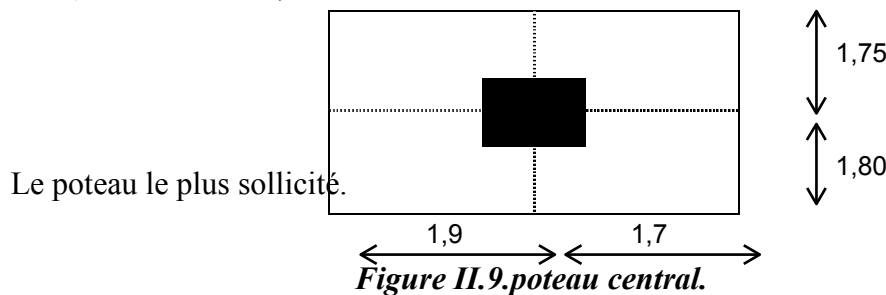
$$1^{\text{er}} \text{ étage: } Q_1=Q_0+5\times Q= 2,80+5\times 9,925 = 52,42\text{kN}$$

$$\text{RDC} \quad : \quad Q_{\text{RDC}}=Q_0+5,5\times Q=2,80+5,5\times 9,925 = 57,38\text{Kn}$$

Tableau II.12. : Choix des sections des poteaux d'angles.

NIV	G(KN)	Q (KN)	N <sub>s</sub> (KN)	b=a (cm)	Choix (cm)	N <sub>u</sub> (KN)	b=a (cm)	Le Choix
T	72,080	12,725	65,646	5,93	30	90,530	7,16	30x30
6	107,560	21,650	130,388	8,82	30	179,271	9,28	30x30
5	143,040	29,590	194,145	9,28	30	266,534	11,88	30x30
4	178,520	36,540	256,912	11,88	30	352,312	15,25	30x30
3	214,000	42,500	318,890	12,98	30	436,605	17,77	30x30
2	249,480	47,460	385,24	15,25	30	519,398	18,82	30x30
1	284,960	52,420	440,24	17,77	30	602,191	19,95	30x30
RDC	320,440	57,380	501,02	19,95	30	684,984	20,82	30x30

**II.4 .3) Poteau central:  
(X,Y:10.8/13.80)**



Exemple de calcul:

➤ **Niveau terrasse:**

La surface reprise par le poteau (**figure III.10**): dalle en corps creux :  $S=12,78 \text{ m}^2$

Plancher terrasse :  $12,78 \times 6,45 = 82,43 \text{ KN}$ .

Poutre principale :  $(0,24 \times 0,35 \times 25) \times 1,9 + (0,24 \times 0,35 \times 25) \times 1,7 = 7,56 \text{ KN}$ .

Poutre secondaire :  $(0,30 \times 0,20 \times 25) \times 3,20 = 4,80 \text{ KN}$ .

Poids propre du poteau :  $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$ .

**G=107,03 KN**

➤ **Niveau étage courant:**

Plancher courant :  $5,29 \times 12,78 = 67,60 \text{ KN}$ .

Poutre principale :  $(0,30 \times 0,40 \times 25) \times 1,9 + (0,30 \times 0,40 \times 25) \times 1,7 = 10,80 \text{ KN}$ .

Poutre secondaire:  $(0,30 \times 0,35 \times 25) \times 3,20 = 8,40 \text{ KN}$ .

Poids propre du poteau :  $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$ .

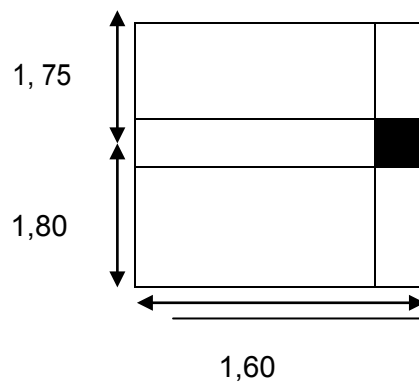
**G=92,20 KN**

**Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux centraux.**

NIV	G(KN)	Q (KN)	N <sub>s</sub> (KN)	b=a (cm)	Choix (cm)	N <sub>U</sub> (KN)	b=a (cm)	Le Choix
T	107,03	12,780	133,850	9.28	30	182,614	11.24	30x30
6	199,230	22,000	248,970	12.98	30	373,440	15.73	30x30
5	291,143	29,940	363,140	15.79	30	494,677	19.15	35x35
4	383,630	36,890	476,330	18.14	30	648,526	21.99	35x35
3	475,830	42,850	588,530	20.18	30	800,890	24.47	40x40
2	568,030	47,810	699,910	22.01	30	951,754	26.67	40x40
1	660,230	52,770	810,930	23.66	30	1102,618	28.68	45x45
RDC	752,430	57,730	922,130	25.21	30	1253,482	30.54	45x45

**II.4.4 : Poteau derive**

$$S_{pl} = 3,25 \times 1,60 = 5,25 \text{ m}^2$$



**Figure II.10. Poteau de rive.**

➤ **Niveau terrasse:**

Plancher terrasse:  $(5,25 \times 6,45) = 33,86 \text{ KN}$ .

Puotre principale:  $(0,24 \times 0,35 \times 25) \times 1,60 = 3,36 \text{ KN}$

Poutre secondaire:  $(0,20 \times 0,30 \times 25) \times 3,20 = 4,80 \text{ KN}$ .

Poids propre du poteau :  $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$ .

L'acrotère:  $1,725 \times 3,5 = 6,037 \text{ KN}$ .

**G=60,29 KN**

➤ **Niveau étage courant:**

Plancher courant:  $(5,25 \times 5,29) = 27,772 \text{ KN}$ .

Poutre principale:  $(0,24 \times 0,35 \times 25) \times 1,60 = 03,36 \text{ KN}$ .

Poutre secondaire:  $(0,20 \times 0,30 \times 25) \times 3,20 = 4,80 \text{ KN}$ .

Poids propre du poteau :  $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$ .

Mur extérieur :  $3,64 \times (3,5 \times 3,06) = 38,984 \text{ KN}$

**G=87,15 KN**

**Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux rives.**

NIV	G(KN)	Q (KN)	N <sub>s</sub> (KN)	b=a (cm)	Choix (cm)	N <sub>U</sub> (KN)	b=a (cm)	Le Choix
<i>T</i>	60,290	5,250	65,540	12,19	30	89,266	9,63	30x30
<i>6</i>	147,440	22,000	169,44	15,25	30	232,040	13,58	30x30
<i>5</i>	234,590	29,940	264,530	17,77	30	361,606	16,85	30x30
<i>4</i>	321,740	36,890	358,630	19,95	30	489,684	20,72	30x30
<i>3</i>	408,890	42,850	451,740	21,90	30	616,276	22,31	30x30
<i>2</i>	496,040	47,810	543,850	23,67	30	741,855	24,50	30x30
<i>1</i>	583,190	52,770	635,960	25,31	30	839,955	27,61	30x30
<i>RDC</i>	670,340	57,730	728,071	26,80	30	991,554	30,52	45x45

**II .5 : Choix des sections des poteaux :**

Choix final des sections des poteaux sont regroupées dans le tableau suivant :

(Le choix selon le poteau central, le cas le plus défavorable).



Tableau .II.16 : Choix des sections des poteaux.

<i>Etages</i>	<i>Section carrée (axa) cm<sup>2</sup></i>
<i>7<sup>ème</sup></i>	<i>35×35</i>
<i>6<sup>ème</sup></i>	<i>35×35</i>
<i>5<sup>ème</sup></i>	<i>40×40</i>
<i>4<sup>ème</sup></i>	<i>40×40</i>
<i>3<sup>ème</sup></i>	<i>40×40</i>
<i>2<sup>ème</sup></i>	<i>45×45</i>
<i>1<sup>er</sup></i>	<i>45×45</i>
<i>RDC</i>	<i>50×50</i>

## II – 6 : Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré- dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99(1) article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99 (1)** « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article **7.7.1 de RPA99 (1)** :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm.}$$

➤ Apartir de la hauteur de RD  $Ch_e = 4,08 \text{ m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 20,4 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 20,4)$$

$$e \geq 20,4 \text{ cm}$$

D'après le « **RPA 99 version 2003** » (1), l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68 \text{ m} \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 18,4 \text{ cm}$$

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

D'après le « **RPA 99 version 2003** » (1) :  $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$$a = 20 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ Apartir de la hauteur d'étage courant  $h_e = 3,06 \text{ m}$  et de condition de rigidité aux Extrémités suivantes

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/20)$$

$$\geq \max (15; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm}$$

D'après le "RPA 99 version 2003" (1), l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage "h<sub>e</sub>" et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 13,3cm$$

On prend : a = 15cm

D'après le "RPA 99 version 2003" (1) : a<sub>min</sub> = 15cm

a = 15cm > a<sub>min</sub> = 15cm.....vérifier

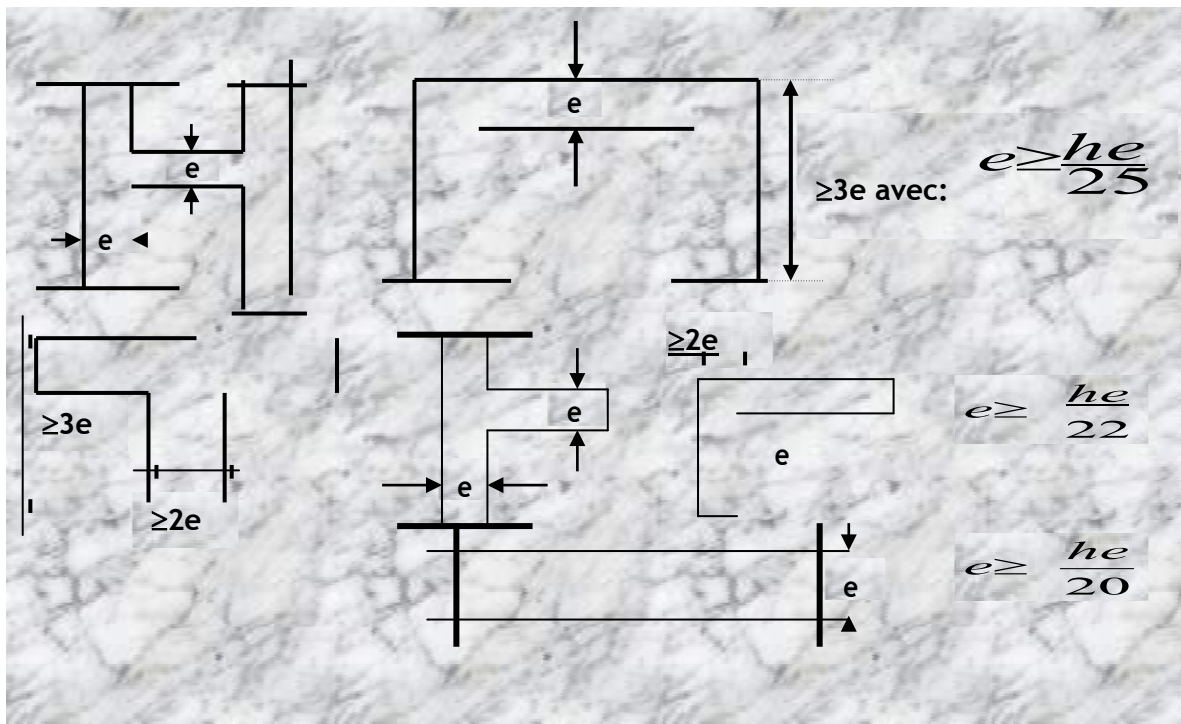
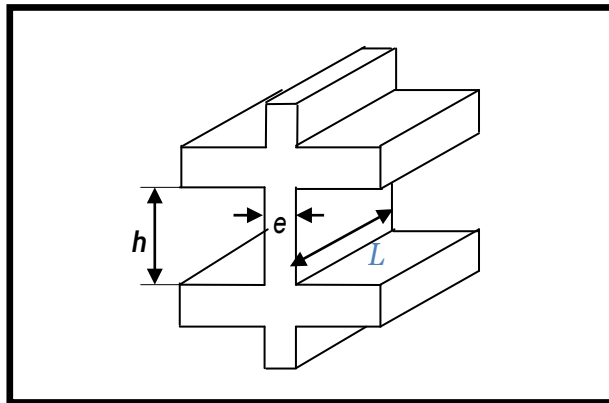


Figure. II.11: Coupée voile en élévation.

### III. Calcul des éléments secondaires

#### III.1 : L'acrotère

**III.1.1. Définition :** l'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place.

Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joue le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction.

#### III.1.2. Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

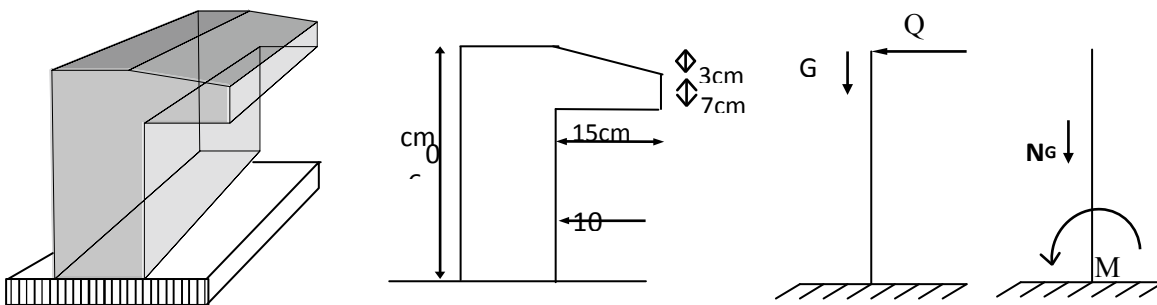


Figure. III.1. Les dimensions de l'acrotère.

#### III.1.3. Evaluation des charges et Surcharges:

- La surface :  $S = [0,6 \times 0,1 + (\frac{0,1 + 0,07}{2}) \times 0,15] = 0,0727 \text{ m}^2$ .
- Poids propre de l'acrotère:  $g_0 = \rho \cdot S = 25 \times 0,0727 = 1,817 \text{ KN/ml}$ .
- Poids de l'enduit de ciment:  $g_1 = \rho \cdot S = 2 \times 0,6 \times 0,02 \times 18 = 0,432 \text{ KNG}$   $g_0 + g_1 = 2,25 \text{ KN/ml}$ .
- La charge d'exploitation (la main courante):  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  (terrasse inaccessible)

**III.1.4. Calcul les efforts:**

**A) A l'état limite d'ultime E.L.U:**

Effort Normal de compression :  $N_u = 1,35.G = 1.35 \times 2.25 = 3.037 \text{ KN}$

Moment fléchissant:  $M_u = 1,5.Q.h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ N.m}$

Effort tranchant:  $T_u = 1,5.Q = 1.5 \text{ KN}$

**B) A l'état limite de service E.L.S:**

Effort Normal de compression :  $N_s = G = 2.25 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant:  $M_s = Q.h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ N.m}$

Effort tranchant:  $T_{ser} = Q = 1.5 \text{ KN}$

**III.1.5. Calcul de la section d'armatures:**

**Etat Limite Ultime de Résistance(E.L.U)**

$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm} \quad e = 10 \text{ cm}$

L'élément est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

**Calcul de l'excentricité**

L'excentricité de calcul:  $e_0 = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

$e_1$ : excentricité du 1<sup>ère</sup> ordre.

$e_2$ : excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre due au flambement.

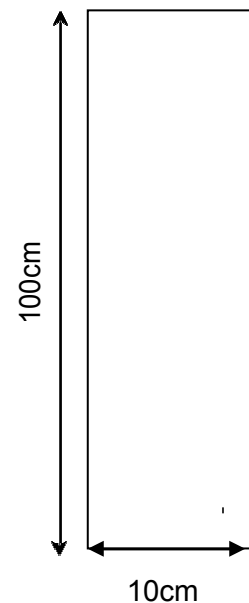
$e_a$ : excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{3,037} = 0,2963 \text{ m} = 29,63 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{60}{250} = 0,24 \text{ cm} \right] = 2 \text{ cm}$$

$e_2$ : prend en compte:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left( 15; \frac{20 \times e_1}{h} \right) = \max \left( 15; \frac{20 \times 29,63}{60} = 9,87 \right) = 15h$$



$$l_f = 2 \times h = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{e} = \frac{120}{10} = 12 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Donc: } e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$\text{Avec: } \alpha = 10 \left( 1 - \frac{MU}{1,5 M_{SER}} \right) \rightarrow \text{BAEL 91 modifier 99 (page 168) (2)}$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6} \right)$$

Donc :  $\alpha = 0$   $\Phi = 2$  Donc :

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

$$e_2 = \frac{3 \times 120^2}{10^4 \times 60} \cdot 2 = 0,144 \text{ cm}$$

D'où  $e_0 = 29,63 + 2 + 0,144 = 31,77 \text{ cm}$

$$e = 31,77 \text{ cm} > \frac{e}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, on calcule la section d'armature réelle en flexion

$$\text{composée } M_1 = N_u \times e_{totale}$$

$$\text{Avec : } e_T = e + \frac{e}{2} - c = 34,77 \text{ cm}$$

$$M_1 = N_u \times e_{totale} = 3,037 \times 34,77 \cdot 10^{-2} = 1,055 \text{ KN} / \text{ m.l}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \cdot 1,34 - 0,1711 = 0,280$$

$$\mu = \frac{M_{11}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,055 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (8^2)}$$

$$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,280$$

$\Rightarrow A' = 0$  (Armature comprimées non nécessaires).

**La section réelle d'acier en flexion composée :** Puisque "N<sub>u</sub>" est un effort de compression:

$$A = \frac{N_{\mu}}{100 \cdot \sigma_s} = 0,405 - \frac{3,037 \cdot 10^3}{100 \cdot 348}$$

$$A = 0,317 \text{ cm}^2.$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,828 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A$$

On prend :  $A = 2,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8$

▪ **L'espacement:**

$$S_{t \min} \leq \min(3h; 33) = 30 \text{ cm}.$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Armature de répartition:**

$$A_t = \frac{A}{\frac{r}{4}} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8$$

▪ **L'espacement:**

$$S_{t \min} \leq \min(4h; 45) = 40 \text{ cm}.$$

On prend

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

**a). Vérification à l'effort tranchant (E.L.U):**

$$V_{\mu} = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\mu}}{b \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{100 \cdot 8} = 0,01875 \text{ MPa}$$

On considère que la fissuration est préjudiciable, d'après B.A.E.L99 on a :

$$\tau_u \leq \min \left( \left[ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \right) = 2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (C.V)}$$

$$\tau_u = 0,0187 \text{MPa} < \tau_u = 2 \text{MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Mais pour empêcher la fissuration excessive due aux intempéries, on prévoit des armatures de réparation dans le sens longitudinal.

**b).Vérification de l'acrotère à E.L.S :**

On a:  $N_s = 2,25 \text{KN}$ .       $V_s = 1,00 \text{KN}$ .       $M_s = 0,6 \text{N.m}$

▪ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 26,66 \text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{cm} \text{ Donc on a une section partiellement comprimée.}$$

▪ **Position de l'axe neutre:**

$$Y_{SER} = Y_C + C$$

C: c'est la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée et compte tenu des conventions de signe ( $c < 0$ ).

$Y_s$  : distance de l'axe neutre ou centre de pression.

$$Y_c^3 + pY_c + q = 0$$

**Avec :**  $p = -3C^2 + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3 \times (-21,66)^2 + \frac{90 \times 1,13}{100} (8 + 21,66)^2 = -1378,59$

$$q = -2C^3 - \frac{90A_s}{b}(d-c)^2 = -2 \times (-21,66)^3 - \frac{90 \times 1,13}{100} (8 + 21,66)^2$$

$$q = 19456,70$$

On résout l'équation du troisième degré :

$$Y_c^3 - 1378,59Y_c + 19456,70 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -9588620,06 < 0$$



**3\_ solutions :**

$$Y_1 = a \cdot \cos\left[\frac{\varphi}{3}\right] = 23,34 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left[\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right] = -42,81 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left[\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right] = 19,46 \text{ cm}$$

$$Y_{ser1} = Y_1 + C = 23,34 - 21,66 = 1,68 \text{ cm}$$

$$Y_{ser2} = Y_3 + C = 19,46 - 21,66 = -2,2 \text{ cm}$$

**Il faut que :**  $Y_{ser} > 0$

Donc:  $Y_{ser} = Y_{ser1} = 1,68 \text{ cm}$

$$Y_1 = 23,34 \text{ cm}$$

### III.1.6. Calcul des contraintes:

 **Le moment d'inertie**

$$I = 834,41 \text{ cm}^4$$

 **Le coefficient angulaire des contraintes est:**

$$k = \frac{N_{ser} \cdot Y_C}{I} = \frac{2,25 \cdot 23,34}{834,41} = 0,0629$$

**L'Etat limite de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 0,0629 \times 1,68 = 0,105 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**L'Etat limite d'ouverture des fissures:**

$$\sigma_s = n \cdot k (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,0629 \times (8 - 1,68) = 59,73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = \min \left( \frac{2}{3} f_c, 150 \eta \right) = 240 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables.

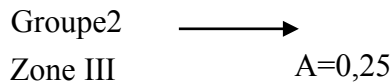
**III.1.7. Vérification au séisme :**

Selon (R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3)[2] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sujettes à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) page 105 R.P.A 99.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :



C<sub>p</sub> : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans

D'après le tableau 6.1 (R.P.A99, p53)  $\longrightarrow$  C<sub>p</sub> = 0,8

W<sub>p</sub> : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 1,82 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \cdot (0,25) \cdot (0,8) \cdot (1,82) = 1,45 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0,821 \text{ KN/ml}$$

$$< 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

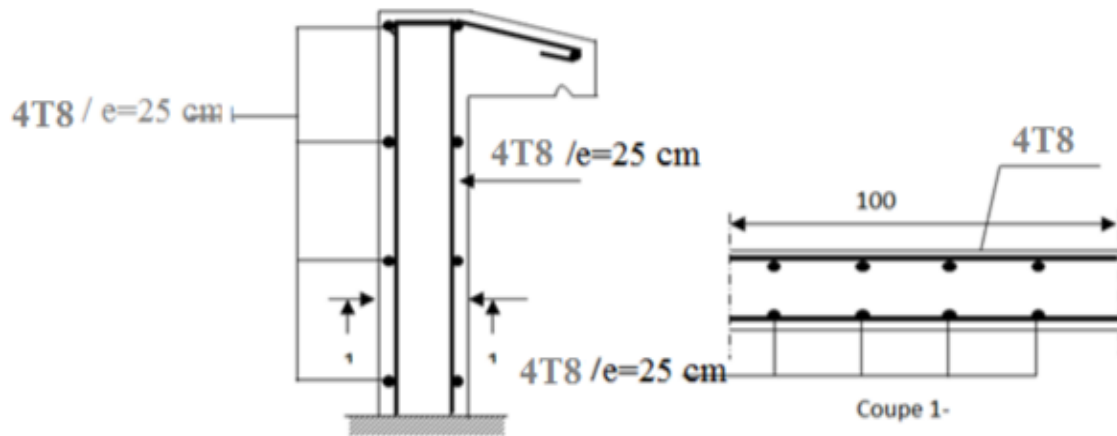


Figure. III.2:schéma de ferrailage de l'acrotère

## III.2. Les Plancher

### III.2.1. Introduction:

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

✚ Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.

✚ Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux

(Plancher infiniment rigide).

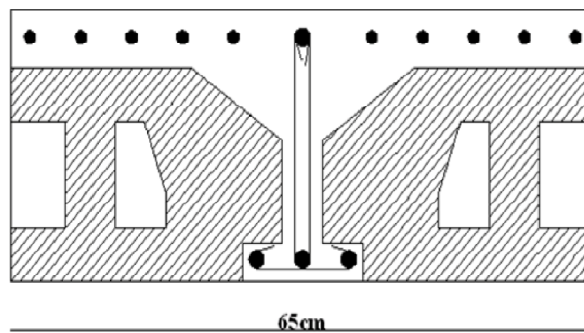


Figure III.3 : Corps creux.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- Poutrelles
- Hourdis
- Dalle de compression

III.2.2. Etude des poutrelles:

↳ Dimensionnement des poutrelles:

- Largeur de la nervure  $b_0 = 12\text{cm}$
- Hauteur de la poutrelle  $h = 16\text{cm}$

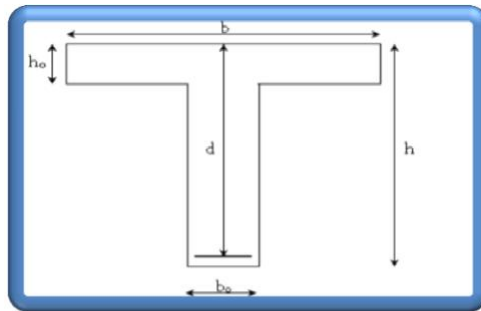


Figure III.4 : Dimensionnement des poutrelles.

Hauteur de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :

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

$$\frac{L}{25} = \frac{440}{25} = 17,6\text{cm} \leq h \leq \frac{L}{20} = \frac{440}{20} = 22\text{cm}$$

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

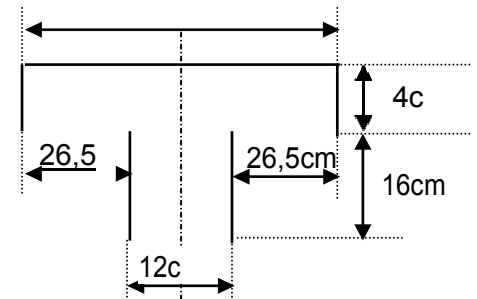


Figure III.5 : Hauteur de la poutrelle.

- L'épaisseur du corps creux:  $e = 16\text{cm}$ .
- Epaisseur de la dalle de compression:  $h_0 = h_t - e = 20 - 16 = 4\text{cm}$
- La largeur de la poutrelle:  $b = b_0 + 2c_1$  avec :  $b_0 = 12\text{cm}$
- Le corps creux utilisé pour ce plancher est:  $D_C = 53\text{cm}$

$$C_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_C}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{360}{10} = 36\text{cm} \end{array} \right.$$

$$(6;8).h_0 = (6;8) \times 4\text{cm} = 24 \text{ à } 32\text{cm}$$

On prend :  $C_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 12 + 2(26.5) = 65\text{cm}$$

### III.2.3.Méthode de calcul :

#### Calcul des moments:

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

#### 📌Méthode forfaitaire:

#### Condition d'application :

1 il faut que le plancher soit surchargé modérément :  $Q \leq \max \{ 2G, 5KN/M^2 \}$

2 : les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4 : la fissuration est non préjudiciable.

Dans ce cas les conditions n'est pas vérifiées on applique la méthode de Caquot.

#### -Exposée de la méthode :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

#### -Calcul des moments :

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M + \frac{M_g + M_{dt}}{2} \geq \max \{ (1+0,3\alpha) M_0; 1,05M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée de rive}).$$

$$M_{ti} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée intermédiaire}).$$

Avec :

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)

- $M_g$  et  $M_d$ : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

-  $M_t$  : le moment maximal en travée dans la travée considérée

-  $M = 0.2 M_0$ .....appui derive

-  $M = 0.6 M_0$ .....pour une poutre à deux travées

- $M = 0.5 M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

- $M=0.4 M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

**Calcul des efforts tranchants :**

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que

$L=a+b$

$$a = L \frac{1 + \sqrt{\frac{M_g + M_t}{M_d + M_t}}}{1 + \sqrt{\frac{M_g + M_t}{M_d + M_t}}} \dots \text{Appuis gauche}$$

$$b = L \frac{1 + \sqrt{\frac{M_d + M_t}{M_g + M_t}}}{1 + \sqrt{\frac{M_d + M_t}{M_g + M_t}}} \dots \text{Appuis droit}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche} \quad V_{\omega} = -2 \times \frac{M_{\omega} + M_t}{a}$$

$$\text{Effort tranchant à droite} \quad V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$$

### III.2.4. Calcul des efforts dans les poutrelles:

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

**1<sup>ère</sup> étape :** avant le coulage de la table de compression.

**2<sup>ème</sup> étape :** après le coulage de la table de compression.

#### 1<sup>ère</sup> étape (avant le coulage)

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

- Son Poids propre
- Poids propre du corps creux
- Surcharge due à l'ouvrier  $Q=2.5\text{KN} / m^2$

#### a). Les sollicitations

##### Charges permanente:

-Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

$$G = 0.74 \text{ kN/ml}$$

##### charge d'exploitation :

- surcharge due aux ouvriers:  $Q = 0.65 \times 2.5 = 1.63 \text{ kN/ml}$

#### b). les combinaisons:

E.L.S :  $q_s = Q + G$

E.L.U :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

On prend:  $L_{\max} = 4,4 \text{ m}$

$G = 0,74 \text{ kN/ml}$

$Q = 1.63 \text{ kN/ml}$

$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1.63) = 3.44 \text{ kN/ml}$

$q_s = 0,74 + 1.63 = 2.37 \text{ kN/ml}$

Pour une poutrelle isostatique, le moment à la travée est donné par :

$$M_u = \frac{3.44(3,20)^2}{8} = 4,40 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{2.37(3,2)^2}{8} = 3,02 \text{ kN.m}$$



**III.2.5. Calcul de ferrailage:**

La poutrelle travaille en flexion simple

$b = 12 \text{ cm}$ ;  $d = 4.5 \text{ cm}$ ;  $h = 5 \text{ cm}$ ;  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$$\mu = 2.41 < \mu_r$$

$$\mu_r = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

s

rs comprimées sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse

2<sup>ème</sup> étape (après le coulage) :

❖ **Poutrelle à quatre travées**

-Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles travaillent Comme une section en T

**III.2.7. Evaluation des charges et Surcharges :**

**Tableau III.1: Evaluation des charges et surcharges :**

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$6,45 \times 0,65 = 4.20 \text{ Kn/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,65 = 0,65 \text{ Kn/ml.}$
Plancher étage courant	
Charges permanentes	$5,29 \times 0,65 = 3,43 \text{ Kn/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ Kn/ml.}$
RDC	
Charges permanentes	$5,29 \times 0,65 = 3,43 \text{ Kn/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ Kn/ml.}$

Tableau III.2 : Combinaison des charges :

Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,64 \text{ Kn/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,85 \text{ Kn/ml}$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,10 \text{ Kn/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,40 \text{ Kn/ml}$
RDC	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,07 \text{ Kn/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 5,055 \text{ Kn/ml}$

**Conclusion:**

Le plancher de RDC est le plus sollicité.

**Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

$$1) \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 2 \times 5,29 = 10,58 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

2) Le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentstravées.

$$3) \quad \text{Vérifié: } 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

$$0.8 < \frac{AB}{BC} = \frac{2,90}{4,80} = 0,60 < 1.2 \dots \dots \dots CNV$$

$$0.8 \square \frac{BC}{CD} = \frac{4,80}{4,40} = 1.09 < 1.25 \dots \dots \dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{CD}{DE} = \frac{4,40}{3,10} = 1,41 \leq 1.25 \dots \dots \dots CV$$

4) La fissuration est préjudiciable.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée

✚ Alors, on utilise la méthode de CAQUOT **Application de la méthode :**

a). **Moment sur appuis:**

$$M_i = \frac{q_w \cdot L_w'^3 + q_e \cdot L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

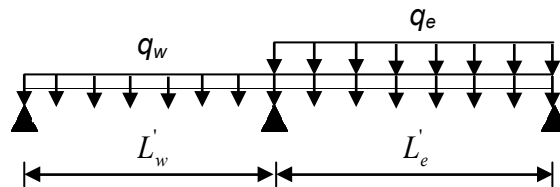


Figure III.6 : Les longueurs effectives.

Avec:

$L' = L$  pour une travée dérivée.

$L' = 0,8L$  pour une travée intermédiaire.

$q_w$ : charge permanente à gauche de l'appui.

$q_e$ : charge permanente à droite de l'appui.

b). **Moment en travée:**

$$M_{tm} = \frac{P \cdot X^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{L}{2} \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$X_{tm}$  : abscisses de la valeur max du moment en travée.

c). **Effort tranchant :**

$$V_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w - qL$$

$$P_g = 1,35.G.b = 1,35 \times 5,29 \times 0,65 = 4,64 \text{ KN / ml}$$

$$P_q = 1,5.Q.b = 1,5 \times 2,5 \times 0,65 = 2,44 \text{ KN / ml}$$

$$P = P_g + P_q = 7,08 \text{ KN/ml}$$

**Tableau.III.3. Les différents cas de chargement :**

Cas de chargement	Appuis	$q_w$	$q_e$	$L'_w$	$L'_e$
1	B 6.56	4.64	4.64	2.90	3.84
	C 7.44	4.64	4.64	3.84	3.52
	D 6.05	4.64	4.64	3.52	3.10
2	B 10.01	7.08	7.08	2.90	3.84
	C 12.0	7.08	7.08	3.84	3.52
	D 9.23	7.08	7.08	3.52	3.10
3	B 7.60	7.08	4.64	2.90	3.84
	C 7.43	4.64	4.64	3.84	3.52
	D 6.05	4.64	4.64	3.52	3.10
4	B 7.60	7.08	4.64	2.90	3.84
	C 9.64	7.08	4.64	3.84	3.52
	D 6.05	4.64	4.64	3.52	3.10
5	B 10.01	7.08	7.08	2.90	3.84
	C 11.34	7.08	7.08	3.84	3.52
	D 7.94	7.08	4.64	3.52	3.10
6	B 6.56	4.64	4.64	2.90	3.84
	C 7.43	4.64	4.64	3.84	3.52
	D 7.34	4.64	7.08	3.52	3.10
7	B 6.56	4.64	4.64	2.90	3.84
	C 9.13	4.64	7.08	3.84	3.52
	D 7.34	4.64	7.08	3.52	3.10
8	B 8.97	4.64	7.08	2.90	3.84
	C 12.0	7.08	7.08	3.84	3.52
	D 9.23	7.08	7.08	3.52	3.10

Tableau III.2.4 : les moments et les efforts tranchants :

	Travée	L	Q	MW	ME	Vw	Ve	X	MT
1	AB	2.90	4.64	0	6.56	8.99	-4.46	1.12	4.49
	BC	4.80	4.64	6.56	7.44	11.31	-10.96	1.87	17.56
	CD	4.40	4.64	7.44	6.05	9.89	-10.52	2.15	22.66
	DE	3.10	4.64	6.05	0	5.24	-9.14	2.21	24.51
2	AB	2.90	7.08	0	10.01	13.71	-6.82	1.11	4.41
	BC	4.80	7.08	7.66	12.00	17.89	-16.09	1.87	21.46
	CD	4.40	7.08	9.30	9.23	15.56	-15.59	2.15	25.84
	DE	3.10	7.08	10.67	0	7.53	-13.00	2.21	28.15
3	AB	2.90	7.08	0	7.60	12.88	-7.65	1.18	4.98
	BC	4.80	4.64	6.27	7.43	11.35	-10.92	1.93	19.6
	CD	4.40	4.64	6.12	6.05	10.19	-10.22	2.24	24
	DE	3.10	4.64	7.03	0	6.05	-8.33	2.21	24.51
4	AB	2.90	7.08	0	7.60	12.88	-7.65	1.18	4.98
	BC	4.80	7.08	6.27	9.64	17.69	-16.29	1.88	18.92
	CD	4.40	4.64	7.39	6.05	9.90	-10.51	2.21	24.87
	DE	3.10	4.64	7.03	0	6.05	-18.33	2.21	24.51
5	AB	2.90	7.08	0	10.01	13.71	-6.82	0.92	3.03
	BC	4.80	7.08	7.66	17.75	14.20	-19.78	1.87	19.67
	CD	4.40	7.08	9.29	7.94	15.26	-15.89	2.21	26.77
	DE	3.10	4.64	8.79	0	4.35	-10.03	2.31	27.89
6	AB	2.90	4.64	0	6.56	8.99	-4.46	1.11	4.41
	BC	4.80	4.64	5.05	7.43	11.63	-10.64	1.87	17.56
	CD	4.40	4.64	6.10	7.34	10.48	-9.93	2.06	21.29
	DE	3.10	7.08	8.92	0	8.09	-13.85	2.14	25.31
7	AB	2.90	4.64	0	6.56	8.99	-4.46	1.11	4.41
	BC	4.80	4.64	5.05	9.13	11.98	-10.29	1.76	16.13
	CD	4.40	7.08	8.02	7.34	15.44	-15.71	2.17	24.87
	DE	3.10	7.08	8.92	0	8.09	-13.85	2.14	25.31
8	AB	2.90	4.64	0	8.97	9.82	-3.63	1.01	3.65
	BC	4.80	7.08	6.44	12.0	18.15	-15.83	1.82	18.29
	CD	4.40	7.08	9.30	9.23	15.56	-15.29	2.15	25.84
	DE	3.10	7.08	10.67	0	7.53	-14.41	1.41	17.78

D'après les résultats obtenus par les deux types de poutrelle, on constate que le 2<sup>ème</sup> type est le plus défavorable:

Donc on a :

En travée :  $M_{tmax} = 28.15 \text{KN. m}$

Sur appui :  $M_{amax} = 12.00 \text{KN. m}$

L'effort tranchant:  $T_{\max} = 18.15 \text{ KN}$

### III.2.7. Calcul des armatures :

- Entravée:  $M_u = 28.15 \text{ KN.m}$ .
- Moment de la table:

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,16$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 = 58.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58,90 \text{ KN.m} > M_u = 28.15 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28.15 \times 10^3}{14.16 \times 12 \times 18^2} = 0.094 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28.15 \times 10^3}{348 \times 0.95 \times 18} = 4.73 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 4.73 \text{ cm}^2 \quad A_s =$$

$$\max(A_{\min}; A_s)$$

$$A_s = \max(1,41; 4.73) \quad A_s = 4.73 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 3T16  $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$

➤ **Surappui:**  $M_{\text{amax}} = 12,00 \text{ KN.m}$

▪ **Moment de la table:**

$$\bullet M_{\text{tu}} = b \cdot h_0 \cdot f_{\text{bu}} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\bullet f_{\text{bu}} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,16$$

$$M_{\text{tu}} = 14,16 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 58,9 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{\text{tu}} = 58,9 \text{ KN.m} > M_u = 10,67 \text{ KN.m}$$

• L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\bullet \mu = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,67 \times 10^3}{14,16 \times 12 \times 18^2} = 0,19 < \mu_1 = 0,392$$

$$\bullet \Rightarrow A' = 0$$

$$\bullet \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,89$$

$$\bullet A_s = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,67 \times 10^3}{348 \times 0,89 \times 18} = 1,91 \text{ cm}^2$$

•• **Condition de non fragilité :**

•

$$\bullet A_s \geq A_{\text{min}} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{65 \cdot 20}{1000}, (0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18) / 400 \right] \\ 1000 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}=1,41\text{cm}^2 < A_s=1,91\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_s)$$

$$A_s = \max(1,41; 1,91) A_s = 1,91\text{cm}^2$$

Dans le tableau des sections des armatures on choisit 2T12  $A_s=2,26\text{cm}^2$

➤ **Efforts tranchants:**

$$V = T_u = 16,06\text{KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{16,06 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,18} = 0,74\text{MPa}$$

Valeur limite de  $\tau_u$  → Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \min(0,13 f_c; 28,5 \text{ MPa})$$

• **Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi \leq \min \left[ \begin{array}{l} h \\ 35 \\ b_0 \\ 10 \\ \Phi_{\min} = 10\text{mm} \end{array} \right] = 5,714\text{mm}$$

On prend : .....  $\phi = 6\text{mm}$

$$A_t = 2\Phi 6 = 0,56\text{cm}^2$$

**L'espacement :**

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K = 0,63\text{MPa} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,74 - 0,63 = 0,11\text{MPa} \leq 0,32\text{MPa} \quad \text{On prend } \tau_t = 0,32\text{MPa}$$

$$S_t \leq \min \left[ \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t} ; 0,9 \cdot d; 40\text{cm} \right]$$

Avec:  $f_e = 235\text{MPa}$



$$S_t \leq \min(27,41\text{cm}; 16,2\text{cm}; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On prend:  $S_t = 15\text{cm}$

• **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis:**

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:  $a = \min(a'; 0,9d) = 16,2\text{cm}$

$$V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^{-1} / 1,5 = 129,6\text{KN}$$

Avec :  $a = \min(a'; 0,9d) = 16,2\text{ cm}$

$$V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^{-1} / 1,5 = 129,6\text{ KN}$$

▪ **Vérification de liaison de la table de compression à la nervure:**

▪

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{a \times b \times h}$$

$$\tau_u = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5\text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{16,06 \times 26,5 \times 10}{16,2 \times 65 \times 4} = 1,01\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,01\text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25\text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

▪ **Vérification des contraintes à L'ELS:**

D'après BAEL page 153

$$P_s = G + Q = (5,38 + 2,5) \times 0,65 = 5,12\text{KN}$$

## III.2.8. Calcul les moments:

✚Entravée:

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} M_u = \frac{5,12}{11,01} \cdot 28,15 = 13,09 \text{KN.m}$$

$$M_s = 13,09 \text{KN.m}$$

✚Sur appuis:

$$M_{as} = \frac{P_s}{P_u} M_{au} = \frac{5,12}{11,01} \cdot (-5,05) = -2,34 \text{KN.m}$$

$$M_{as} = -2,34 \text{KN.m}$$

Vérification:

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 6,03(18 - 4) = -746,3 \text{cm}^2 < 0$$

En travée

- Position de l'axe neutre:

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec : } D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{6,03}{65} = 1,39 \text{cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1,39 \times 18 = 50,04 \text{cm}^2$$

$$y_1 = 5,86 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$= \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{65}{3} (5,86)^3 + 15 \times 6,03(18 - 5,86)^2 = 17690,46 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{13,09 \times 10^3}{17690,46} = 0,73 \text{Mpa}$$

➤ **Etat limite de compression du béton:**

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,73 \times 5,86 = 4,27 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4,27 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

**N.B :** Les fissurations sont peut nuisible donc la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

✚ **Sur appuis:**

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{65 \times 42^2}{2} - 15 \times 2,26(18 - 4) = 24,4 \text{ cm}^2 > 0$$

$H > 0$  donc l'axe neutre passe par la table, donc on vérifie une section rectangulaire de section  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

• **Position de l'axe neutre:**

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{2,26}{12} = 2,82 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 2,82 \times 18 = 101,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 7,64 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A (d - y_1)^2 = \frac{12}{3} (7,64)^3 + 15 \times 2,26 (18 - 7,64)^2 = 5422,24 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6,10 \times 10^3}{5422,24} = 1,12 \text{ Mpa / cm}$$

• **Etat limite de compression du béton:**

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,12 \times 7,64 = 8,55 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 8,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V. Donc}$$

les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ **Etat limite des armatures tendues:**

$$\sigma_a = 15 \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1,12 \times (18 - 7,64) = \mathbf{174,04 \text{ MPa}}$$

➤  $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(cv)}$

**Etat limite de déformation :**

**D'après BAEL99:**

$$H/L \geq \frac{M_t}{22,5 \cdot I_0} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 > 0,044 \dots\dots\dots \text{(cv)}$$

$$h / f \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 > \frac{9,42}{15 \times 15,91} = 0,1 \dots\dots\dots \text{(cnv)} \quad A_s \leq \frac{4,2 \times b_0 \times d}{f}$$

$$e \geq \frac{6,03 \text{ cm}^2}{A_s} \geq \frac{4,2 \times 12 \times 18}{400} = 2,268 \dots\dots\dots \text{(cnv)}$$

Il y a une condition qui n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

**Position de l'axe neutre :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h_0 \cdot \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + b_0 \cdot (h - h_0) \cdot \left(\frac{h-h_0}{2}\right) + 15 \cdot A \cdot c}{b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 1,46 \times 2}{65 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 6,03} = \mathbf{11,79 \text{ cm}}$$

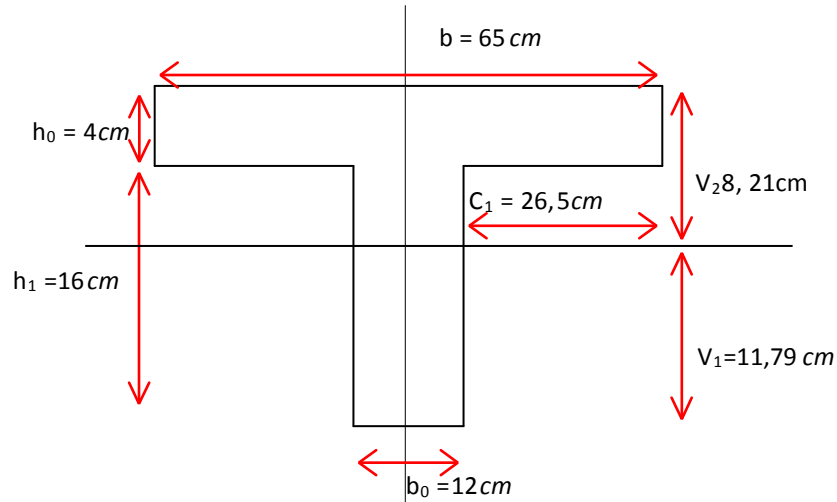


Figure III.7 : Position de l'axe neutre.

- **Moment d'inertie de la section:**

$$I = \frac{b \cdot h_0^3}{3} + b \cdot h_0 \cdot \left( V_2 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0 \cdot h_1^3}{12} + b_0 \cdot l$$

$$I = \frac{65 \times 4^3}{3} + 65 \times 4 \times 6.67^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} +$$

$$I = 17897.32 \text{ cm}^4$$

**Module de déformation**

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} = \frac{1.1 \times 17897.32}{1} = 22023.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \cdot \mu_v} = \frac{1.1 \times 1789.32}{1 + 0.88 \times 0.276} = 17719.46 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches Evaluation des flèches :

$$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \cdot E_t \cdot I_{fi}} = \frac{6.67 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 22023.16} \approx 0.10 \text{ cm}$$

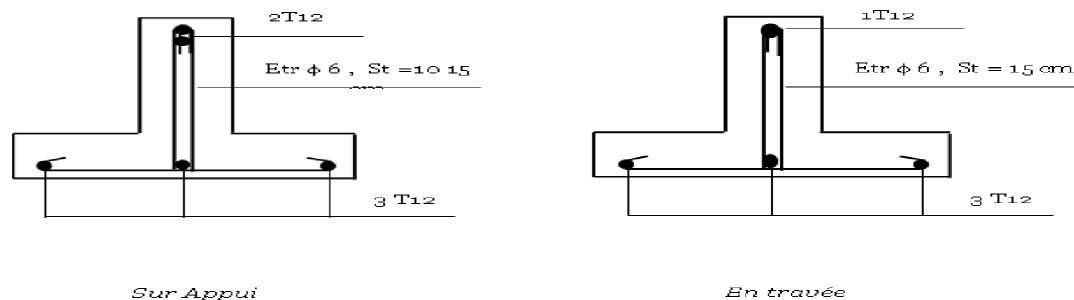
$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{6.87 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 17719.46} \approx 0.60 \text{ cm}$$

**Dalle de compression**

La dalle a une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

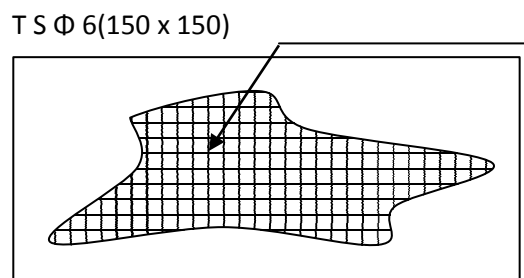
- La section d'armature satisfait la condition:

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65 \times 10^2}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$



**Figure III.8 : ferrailage des poutrelles**

adopte un treillis soudé de (150x150) de diamètre 6 mm



### III.3. L'ESCALIER

#### III.3.1. Définition:

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

##### a) Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contremarche » la partie verticale (h) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse

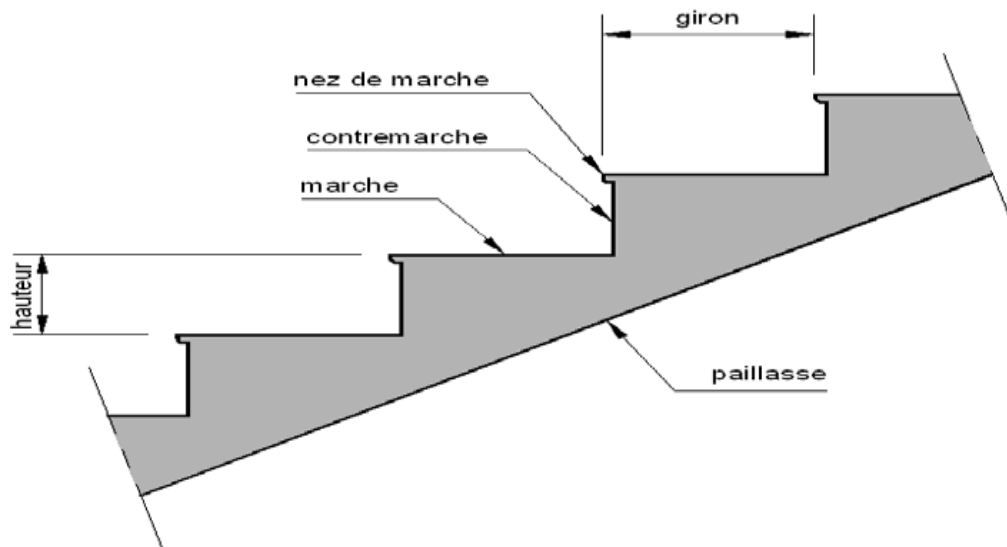


Figure III.9 : Les éléments d'escalier.

**b).Dimensionnement des marches :**

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :  $59 \leq g + 2h \leq 64$

Dans notre cas :

**La hauteur étage courant :** 3.06m avec deux volées

➤ Deux volées de hauteur H=1,53 m dites : Volée 01

On utilisé la formule de « **blondel** »:

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots(3)$$

**Avec :**

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

**c).Pré dimensionnement :**

- Hauteur de la contre marche  $h = 17 \text{ cm} \quad (16 \leq h \leq 18) \text{ cm}$

- Largeur de la marche  $g = 30 \text{ cm} \quad (22 \leq g \leq 34) \text{ cm}$

Nombre de contremarches

$$n = H/L = 306/17 = 18 \text{ contremarches (9 contremarches par volée).}$$

- Nombre de marches  $m = n - 1 = 8 \text{ marches}$

- Longueur horizontale de la volée  $L = g (n - 1) = 0,30(9 - 1) \Rightarrow L = 2,4 \text{ m}$

**c).Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifier que:  $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$



▪ **Calculer de reculement  $L_0$ :**

$$L_0 = g \times (n-1) = 30 \times 8 = 240\text{cm.}$$

Donc : la largeur de palier  $L_p = 360 - 240 = 120\text{cm.}$

Calculer la longueur de la paillasse:

$$\tan\alpha = H/L_0 = 153/240 = 0.63 \quad \text{Donc } \alpha = 32.52^\circ.$$

$$l_p = 240/\tan\alpha = 284.63 \text{ cm.}$$

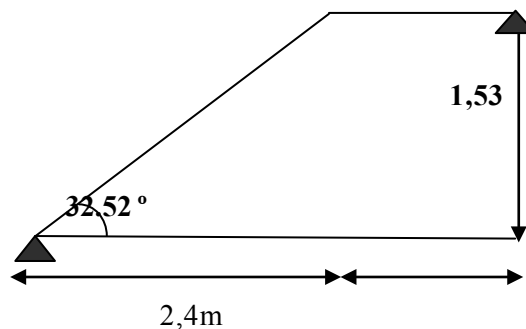
$$\text{La ligne de foulée: } L_T = l_p + L_p = 365\text{cm} = 360 \text{ cm}$$

• **Vérification:**  $g + 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \dots\dots\dots \text{C.V}$

**RDC :**  $3,06 + 1,02 = 4,08 \text{ m}$  avec trois volées comme suit :

- Deux volées de hauteur  $H = 1.53 \text{ m}$  dites : Volée01
- Une petite volée de hauteur de  $H = 1.02 \text{ m}$  dite : Volée02

**Type I:**



**Fig.III.10: Schéma statique de l'escalier. Pour Volée 01**

**Pour Volée 01 :** Nombre de contremarches :  $n = \frac{153}{17} = 9 \dots\dots\dots$  comme l'étage courant

**Pour Volée 02 :** Nombre de contremarches :  $n = \frac{102}{17} = 6$

D'où :  $H = 1,02\text{m}$  et  $L = 1,35\text{m}$

• **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \text{ avec: } l = l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}}$$

$$l_{\text{paillasse}} = 1.53^2 + 2.4^2 = 2.84\text{m} \Rightarrow l = 2.84 + 1,50 = 4,34\text{m} = 434\text{cm}$$

$$\frac{434}{30} \leq e_p \leq \frac{434}{20} \Rightarrow 14,46 \leq e_p \leq 21,7\text{cm} \quad \text{On choisit : } e_p = 18\text{cm}$$

## III.3.2. Evaluation des Charges

Tableaux III.5 : Charges et surcharges Palliase :

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ( $e = 15cm$ )	25	$1 \times 0.15 \cos 32.52^\circ$	5.15
Poids propre du contre marche ( $e = 17cm$ )	22	$1 \times 0.17   2$	1.87
Carrelage horizontal ( $e = 2cm$ )	22	$0.02 \times 1$	0.44
Mortier de pose horizontal ( $e = 2cm$ )	20	$0.02 \times 1$	0.40
Carrelage vertical ( $e = 2cm$ )	22	$0.02 \times 1$	0.44
Mortier de pose vertical ( $e = 2cm$ )	20	$0.02 \times 1$	0.40
Enduit en plâtre ( $e = 2cm$ )	10	$0.02 \times 1$	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9,9
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

➤ **Palier:**

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ( $e = 18cm$ )	25	$1 \times 0.15$	4.5
Carrelage ( $e = 2cm$ )	22	$0.02 \times 1$	0.440
Mortier de pose ( $e = 2cm$ )	20	$0.02 \times 1$	0.400
Enduit en plâtre ( $e = 2cm$ )	10	$0.02 \times 1$	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		5.54
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

**Volée:**Charge permanente :  $G = 9,90 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ **Palier:**Charge permanente :  $G = 5,54 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ **b).Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime :  $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

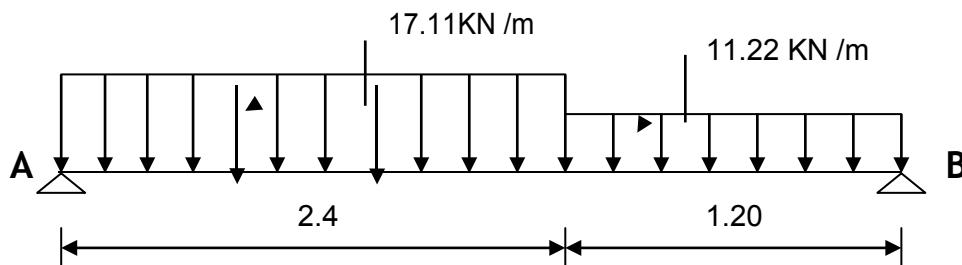
A l'état limite service :  $q_{ser} = G + Q$

**Tableau.III.6 : combinaison des charges de l'escalier.**

	G (KN/M <sup>2</sup> )	Q (KN/M <sup>2</sup> )	Q <sub>U</sub> (KN/M <sup>2</sup> )	Q <sub>SER</sub> (KN/M <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	5,54	2,5	11,22	8,0
<b>Paillasse</b>	9,9	2,5	17,11	12,4

**III.3.3. Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :**

a). A L'E.L.U:



$$\sum f_{/x}=0 \rightarrow R_{Ax} = 0$$

$$\sum f_{/y}=0 \rightarrow R_{By} + R_{Ay} - 17,12 \times 3,6 - 11,34 \times 1,50 = 0$$

$$\rightarrow R_{By} + R_{Ay} =$$

$$\sum M_{/A}=0$$

$$17,12 \times 2,4 \times (1,2 + 1,5) + 11,34 \times 1,5 \times (1,5/2) - R_{By} \times 3,90 = 0 \rightarrow R_{By} = 26,37 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B}=17,12 \times 2,4(1,2+1,5)+11,34(1,5)(1,5/2)-R_{Ay} \times 3,9 \rightarrow R_{Ay} = 31,71 \text{ KN.}$$

**La coupe A-A :**

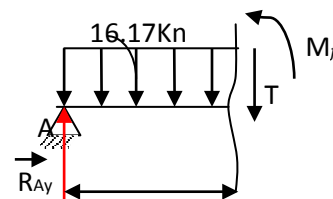
$$0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y}=0 \rightarrow -T(x) + 31,71 - 17,12 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 31,71 - 17,12 \cdot x$$

$$T(0) = 31,71 \text{ KN}$$

$$\square (2,4 \text{ m}) = -9,37 \text{ KN}$$



$$\sum M_{/y}=0 \rightarrow -M_{f(x)} - 17,12 \times (x^2/2) + 31,71 \cdot x = 0 \rightarrow M_{f(x)} = -17,12 \times (x^2/2) + 31,71 \cdot x$$

$$M(0) = 0$$

$$\square (2,4 \text{ m}) = 26,79 \text{ KN.m}$$

**La coupe B-B :**

$$0 \leq x \leq 1.20\text{m}$$

$$\sum \vec{f}/\vec{y} = 0 \rightarrow T(x) + 35,54 - 11,22 x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = -35,54 + 11,22.x$$

$$T(0) = -35,54\text{KN}$$

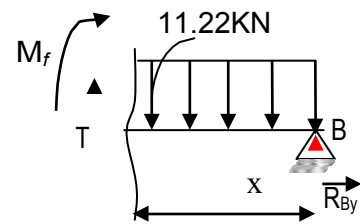
$$T(1,20\text{m}) = -22,07\text{KN}$$

$$\sum \vec{M}/\vec{z} = 0 \rightarrow M_{f(x)} + 11,22 \times (x^2/2) - 26, \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -11,34 \times (x^2/2) + 35,54.x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,20\text{m}) = 34,50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



**Diagramme de moment :**

**Calcul de M<sub>MAX</sub>:**

$$T(x) = 0$$

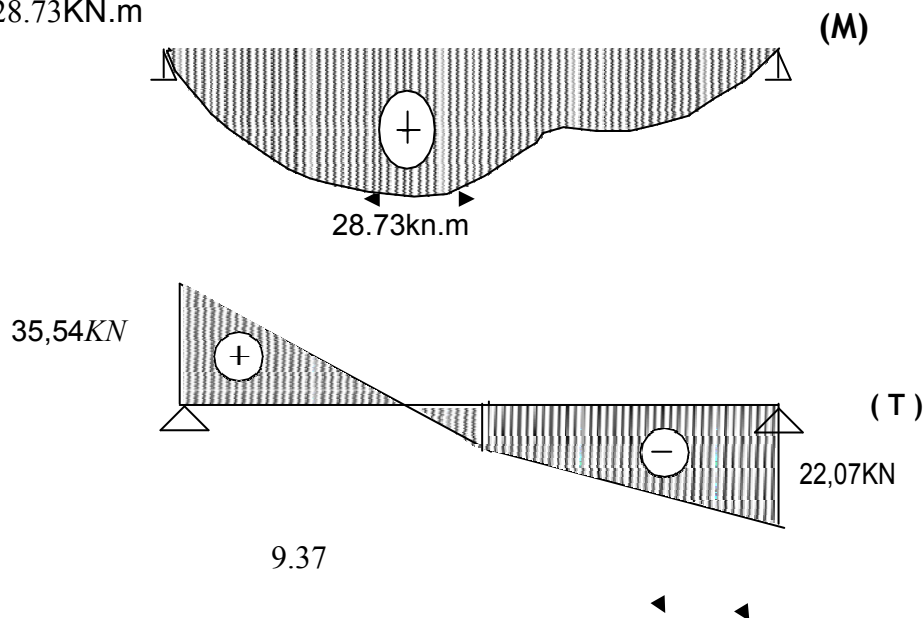
$$\rightarrow T(x) = 30,48 - 17,11.x = 0$$

$$\rightarrow x = 30,48 / 17,11 = 1,78\text{m}$$

$$M_{f(x)} = -16,17 \times (x^2/2) + 30,48.x$$

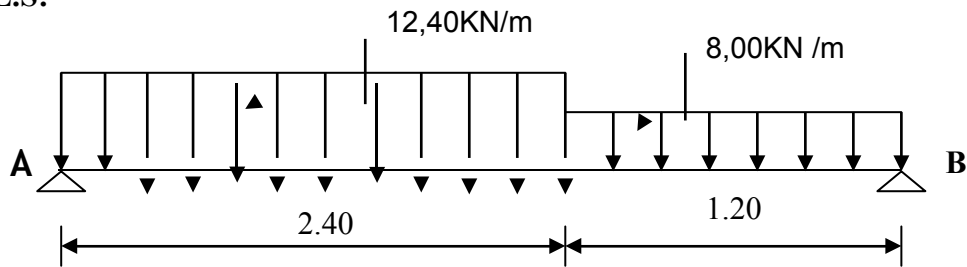
$$\rightarrow M_{\text{MAX}} = -16,17 \times (1,78)^2/2 + 30,48 \times 1,78$$

$$\rightarrow M_{\text{MAX}} = 28,73\text{KN} \cdot \text{m}$$



**Figure.III.11:diagrammes des efforts tranchant et moments à ELU**

b). à L'E.L.S:



$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BY} + R_{AY} - 12.4 \times 2.4 - 8.00 \times 1.20 = 0$$

$$R_{BY} + R_{AY} = 39.36$$

$$\sum f M_{/A} = 0$$

$$- R_{BY} \times 3.60 + 8.00 \times 1.20 (1.20/2 + 2.4) + 12.4 \times 2.4 (2.4/2)$$

$$\rightarrow R_{BY} = 17.92 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{AY} = 21.44 \text{ KN}$$

**La coupe A-A :**

$$0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow -T(x) + 21.44 - 12.4 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 21.44 - 12.4 \cdot x$$

$$T(0) = 21.44 \text{ KN}$$

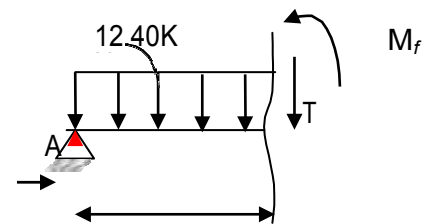
$$T(2.4 \text{ m}) = -8.32 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow -M_{f(x)} - 12.4 \times (x^2/2) + 21.44 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -12.4 \times (x^2/2) + 21.44 \cdot x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.4 \text{ m}) = 15.73 \text{ KN.m}$$



**La coupe B-B :**

$$0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) + 17.92 - 8.00 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = -17.92 + 8.00x$$

$$T(0) = -17.92 \text{ KN}$$

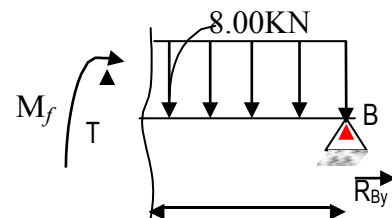
$$T(1.20 \text{ m}) = -8.32 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} + 8.00 \times (x^2/2) - 17.92 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -8.00 \times (x^2/2) + 17.92 \cdot x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.20 \text{ m}) = 15.74 \text{ KN.m}$$



**Calcul de  $M_{MAX}$  :**

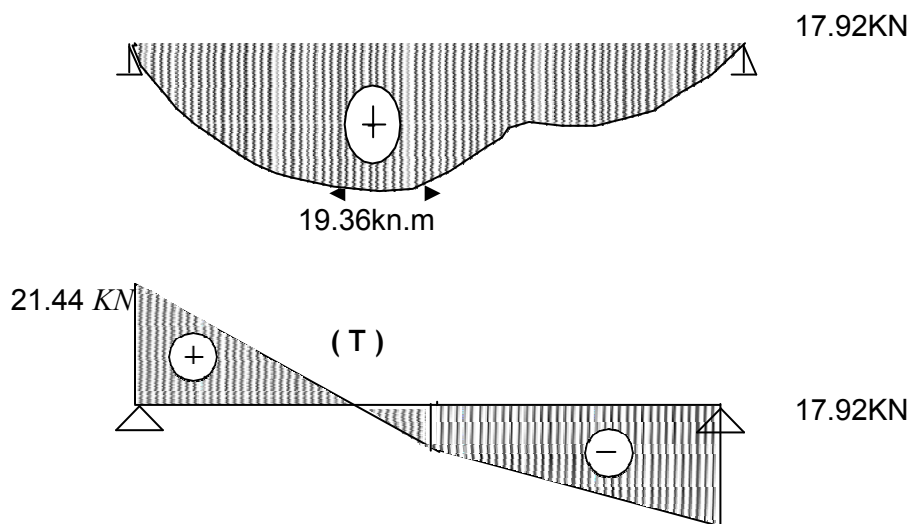
$$T(x)=0$$

$$\rightarrow T(x) = 21.44 - 12.4 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow x = 21.44/12.4 = 1.72\text{m} \quad M_{f(x)} = -12.4 \times (x^2/2) + 21.92 \cdot x$$

$$\rightarrow M_{MAX} = -12.4 \times (1.8)^2/2 + 21.92 \times 1.72$$

$$\rightarrow M_{MAX} = 19.36\text{KN}$$



**Figure.III.12:diagrammes des efforts tranchant et moments à ELS**

**III.3.4. ferrailage del'escalier:**

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$$b = 100\text{cm.} \quad e=18\text{cm.} \quad d=0.9x e = 16.2\text{cm.} \quad d'=0.1 x e = 1.8 \text{ cm}$$

Acier FeE400; Fissuration peu nuisible

$$f_{bu} = (0.85 x f_{c28}) / \gamma_s$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 x f_{c28}$$

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

**Tableau. III.7: Caractéristiques géométriques et mécaniques.**

$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d (cm)	(MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	b (cm)
25	2,1	1.5	1.15	16.2	14.17	348	400	100

**A) Calcule les sections des armatures à l'E.L.U:**

**1) Calcul les sections d 'armature dans la travée:**

- Moment en travée :

**AL'E.L.U**

$$M_t = 0.85 x M_{MAX} = 24.42 \text{ kN.m.}$$

**AL'E.L.S:**

$$M_t = 0.85 x M_{MAX} = 16.45 \text{ KN.m.}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$D'où: \mu_{bu} = M_t / (b x d^2 x f_{bu}) = 0.065 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ \%}.$$

$$\delta = M_t / M_{ser} = 1.463.$$

$$\mu_{tu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.321$$

$$\mu_{tu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25 = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tu}}) = 0.087.$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 15.63 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_t / (z x \sigma_s) = 4.48 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{\min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 1,9 \text{cm}^2 \dots \dots \text{OK.}$$

- Choix des barres :  $A_t = 2T12 + 2T14 = 5,34 \text{cm}^2$ .

**-L'espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm.}$$

**-Armatures de**

**répartition:**  $A_r = A_t / 4 =$

$$1,34 \text{cm}^2.$$

- on prendre:  $A_r = 4T8 = 2,01 \text{cm}^2$ .

**-L'espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (72 \text{ cm}, 45 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{cm.} \quad \text{On prendre: } S_t = 25 \text{cm}$$

**Calcul la section d 'armature sur appuis:**

$$b = 100 \text{cm}; \quad d = 16,2 \text{cm}; \quad h = 18 \text{cm}; \quad c = 2 \text{ cm.}$$

**-Moment sur appui:**

**A L'E.L.U:**

$$M_u = 0,2 \times M_{\text{MAX}} = 5,74 \text{kN.m.}$$

**A L'E.L.S:**

$$M_{\text{ser}} = 0,2 \times M_{\text{MAX}} = 3,87 \text{kN.m.}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :



D'où:  $\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.015 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ ‰}$ .

$\delta = M_u / M_{ser} = 1.464$ .

$\mu_{bu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.321 > \mu_{bu} = 0.015 \Rightarrow A_u' = 0$  (pas d'armature comprimée).

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.025$ .

$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 16.03 \text{ cm}$ .

$A_t = M_u / (z \times \sigma_s) = 1.02 \text{ cm}^2$ .

**-Condition de non fragilité :**

$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{c28}) / f_e \} = 1,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$ .

Donc on choisit :  $A_a = A_{min} = 1,96 \text{ cm}^2$ .

-Choix des barres:  $A_a = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**- L'espace :**

$S_a \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_a \leq 33 \text{ cm}$ .

**-Armatures de répartition :**

$A_r = A_a / 4 = 0,50 \text{ cm}^2$

- Choix des barres:  $A_r = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .

**-L'espace :**

$S_t \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min}(72 \text{ cm}, 45 \text{ cm})$ .

$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$ . On prendre :  $S_t \leq 25 \text{ cm}$

**- Vérification à l'effet tranchant :** doit vérifier :

$\tau_u < \tau_u$

$$T_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{31.71 \times 10}{100 \times 16,2} = 0.195 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = \min(0,133 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ .

$\tau_u < \tau_u \dots\dots\dots \text{OK}$ .

**Les Armatures transversales :**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1.  $\tau_u < 0,046 f_{c28} = 1,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$ .

Il n'y a pas de reprise de bétonnage. ....OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

**b). Calcul les sections des armatures à l'E.L.S:**

**1. Calcul les sections d 'armature dans la travée:**

**▪ Position de l'axe neutre:**

$$A = A_s = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0,801 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d_y = 25,95 \text{ cm}^2$$

$$= -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,36 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie:**

▪

$$I = 13991.6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{19.63 \times 10^3}{13991.6} = 1,40 \text{ MPa / cm}$$

**a). Calcul des contraintes:**

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1,40 \times 4,36 = 6,10 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues:

$$\sigma'_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1,40 \times (16,2 - 4,36) = 248,64 \text{ MPa}$$

**b) .Vérifications**

- Etat limite de compression du béton:

$$\sigma'_b = 5,49 \text{ Pa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

**2. Calcul les sections d 'armature Sur appuis**

$$M_s = 4,92 \text{ Kn.m}$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(A)y - 30(A)d = 0$$

**Solution :**

$$Y = 2.48 \text{ cm.}$$

**Moment d'inertie**

$$: I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[ \frac{A(d-y)^2}{3} \right] = \frac{100 \times 2,84^3}{3} + 15 \times \left[ \frac{2,01 \times (16,2 - 2,84)^2}{3} \right] = 6145 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3,92 \times 10^3}{6145} = 0,63 \text{ MPa / cm}$$

**a) Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K.y = 0,63 \times 2,84 = 1,789 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues:

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,63 \times (16,2 - 2,84) = 126,25 \text{ MPa}$$

**b) Vérifications**

- Etat limite de compression du béton:

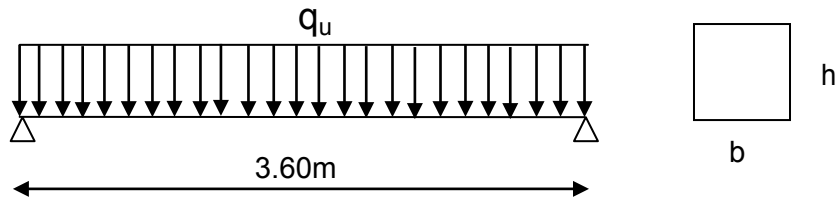
$$\sigma'_b = 1,789 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ (CV)}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

**III.3.5. Etude de la poutre palière**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3,90 m, son schéma statique est le suivant :



**Figure.III.13:Schéma statique de la poutre palière.**

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

**III .3.5.1. Pré-dimensionnement:**

$$\text{On a: } L=3.60\text{m} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{cm} \quad \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

24cm ≤ h ≤ 36cm on prend h = 30cm

- la largeur b de la poutre palière doit être:

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 9\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm on prend : } b=30\text{cm}$$

▪ **Vérification des conditions exigées par R.P.A.99:**

b ≥ 30 cm ..... (c.v).

h ≥ 30 cm ..... (c.v).

h / b < 4 cm..... (c.v)

Donc, la section de la poutre palière est de (b×h) = 30×30 cm<sup>2</sup>

### III.3.5.2. Evaluation des charges

Poids propre  $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/ml}$

$$\text{A E.L.U} : \frac{RA_y}{L} = \frac{35,54}{3,60} = 9,87 \text{kn / ml}$$

$$\text{A E.L.S} : \frac{RA_y}{L} = \frac{21,44}{3,60} = 5,95 \text{kn / ml}$$

### III.3.5.3. Sollicitations

- E.L.U:  $P_u = 9,87 + 1,35 \times 2,25 = 12,90 \text{kn/ml}$

E.L.S:  $P_s = 5,95 + 2,25 = 8,20 \text{kn / ml}$

### III.3.5.4. Déterminations des efforts

#### □ Etat limite ultime

Moments aux appuis:  $M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{11,16 \times (3,90)^2}{12} = 14,14 \text{KN.m}$

Moments en travée:  $M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{11,16 \times (3,90)^2}{24} = 7,07 \text{KN.m}$

Effort tranchant  $T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{10,15 \times 3,90}{2} = 21,76 \text{KN}$

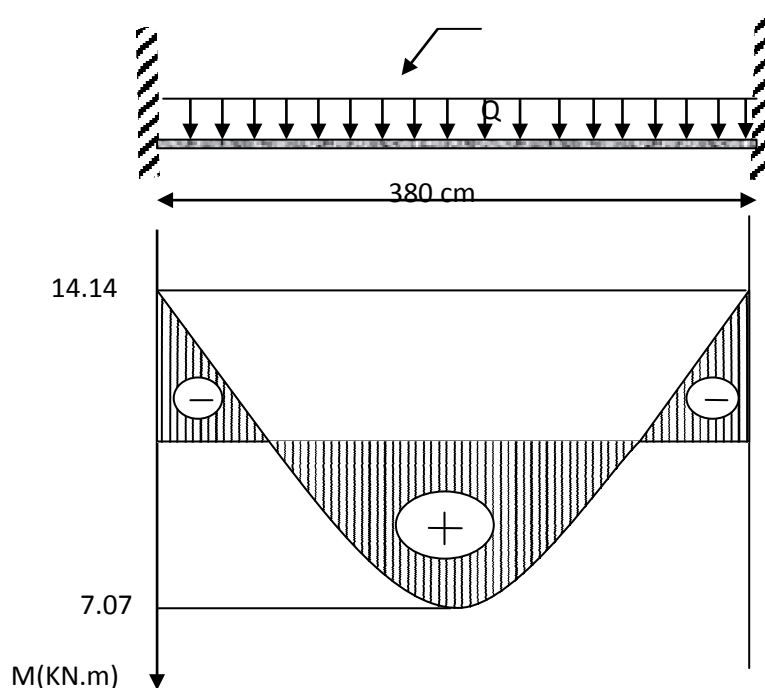


Figure.III.14 : diagramme des moments de poutre palière à ELU

➤ **Etat limite de service**

Moments aux appuis:  $M_a = \frac{P_s \times L}{12} = \frac{7.90 \times (3.90)^2}{12} = 10.01 \text{ KN.m}$

Effort tranchant  $T = \frac{P_{ux} \times L}{2} = \frac{7.90 \times 3.90}{2} = 15.40 \text{ KN.m}$

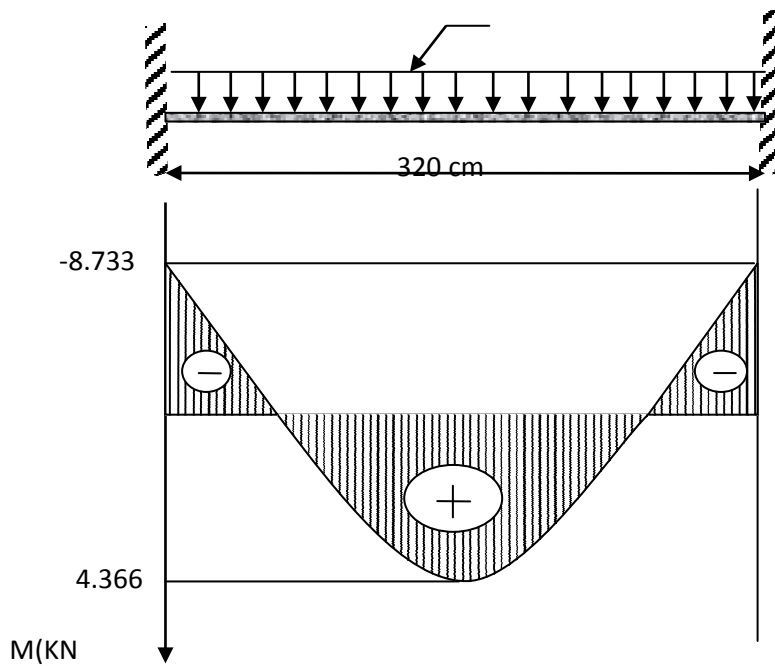


Figure.III.15 : diagramme des moments du poutre palière à ELS

**Armatures longitudinales à E.L.U**

1) **Sur appuis**

➤ **Armatures longitudinales**

**Armatures longitudinales à E.L.U**

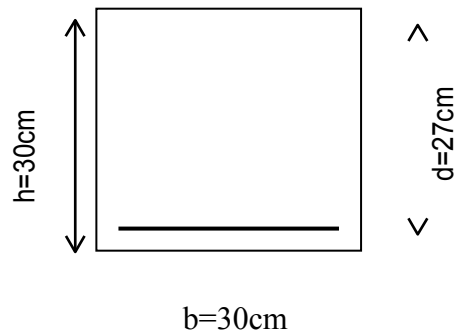
1) **Sur appuis**

➤ **Armatures longitudinales**

$M_b = 14.14 \text{ KN.m}$

$b = 30 \text{ cm}$

$d = 0.9 \times \square = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$



$$M_{ser} = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.14 \times 10^3}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.16} = 0.047$$

$$\mu_b = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot "AA"}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.14}{10.01} = 1.41$$

$$\mu_{tu} = 0.3367\gamma - 0.1711$$

$$\mu_{tu} = 0.3367 \times 1.38 - 0.1711 = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.062 < \mu_{tu} = 0.30$$

Danc :  $AA' = 00 \Rightarrow$  ( pas d' Armature comprimée)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.069) = 0.26 \text{ m}$$

$$Z = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_b = 0.062 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}'' \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

Section d'armature tendue

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{14.14 \times 10^3}{347.8 \times 0.26} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \max [ (b \cdot h / 1000) \times 0.23 \cdot b \cdot d \times (f_{c28} / f_e) ]$$

$$A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

On choisit 3T10 soit 2.36 cm<sup>2</sup>

En travée

$$M_b = 7.07 \text{ K. m}$$

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

$$d = 27 \text{ cm}$$

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

$$M_{ser} = 4.53 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.43 \times 10^{-3}}{0.3 \cdot (0.27)^2 \cdot 14.16} = 0.056$$

$$\mu_b = 0.056 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot "AA"}$$

$$\mu_{tu} = 0.3367\gamma - 0.1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.07}{4.53} = 1.56$$

$$\mu_{tu} = 0.3367 \times 1.56 - 0.1711 = 0.354$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_{tu} = 0.354$$

Donc: AA' = 00  $\Rightarrow$  (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.57$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.034) = 0.20$$

$$Z = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < 0.186 \text{ donc } \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

➤ Section d'armature tendue

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{7.07 \times 10^{-3}}{347.8 \times 0.27} = 0.678$$

$$A^{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,6cm^2 \leq A_{min} = 0,65cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié.}$$

D'après la vérification on on prendre  $A_s = A_{min} = 0,65cm^2$

On choisit : 3T10 soit  $2.36cm^2$

**III.3.5.5. Armatures transversales**

Valeur de l'effort tranchant:  $V_u = T = 21.76KN$

Valeur de la contrainte tangentielle:  $\tau_u$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 0,65 cm^2$$

$$A_s = 0,6cm^2 \leq A_{min} = 0,65cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié.}$$

D'après la vérification on on prendre  $A_s = A_{min} = 0,65cm^2$

On choisit : 3T10 soit  $2.36cm^2$

➤ **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$K_y = 0,36 \times 13.35 = 4,806Mpa$$

D'après la vérification on onprendre

$$\text{On choisit : 3T10 soit } 2.36cm^2 \quad A_s = 0.6 cm^2 \leq A_{min} = 0,65cm^2$$

**III.3.5.5. Armatures transversales**

Valeur de l'effort tranchant :  $V_u = T = 21.76KN$

Valeur de la contrainte tangentielle :  $t_u$

$$t_u = \frac{V}{bd} = \frac{21.76 \times 10}{20 \times 27} = 0,40Mpa$$



Valeur limite de la contrainte tangentielle :  $\bar{t}_u$

$$\bar{t}_u = \min \{0,10 f_c \ 28,4 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot A_t = 4 \times 0.502 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$$

Sur une longueur de 97,5 cm (0.25.L) on choisit un espacement de 10 cm dans la zone nodale.

L'espacement dans la zone courante est pris égal 15 cm

**Valeur de  $\tau_0$  :**

-Il n'y a pas reprise de bétonnage

-La fissuration est non préjudiciable

$$\text{Donc : } \tau_0 = 0.3 \cdot f_{tj} = 0.3 \times 2,1 \times 1 = 0.63 \text{ Mpa}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot S_t} = \frac{2.01}{20 \times 10} = 0.01$$

$$\rho = 0.001$$

•  $\rho_t \geq \rho_{t \text{ min}} \dots \dots \dots CV$

**III.3.5.6. Vérification à E.L.S**

**1. Sur appuis**

$$M_a = 8.10 \text{ kn.m} \qquad A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$y = 13,35 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K.y = 0,36 \times 13,35 = 4,806 \text{ Mpa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,36 \times (27 - 13,35) = 73,71 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérifications**

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 4,806 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

**3) En travée**

$$M_t = 4,05 \text{ kn.m} \quad A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = 13,35 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = 22457,619 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{4,05 \times 10^3}{22457,619} = 0,18 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K.y = 0,18 \times 13,35 = 2,403 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans les armatures tendues

➤ **Vérifications**  $\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,18 \times (27 - 13,35) = 36,855 \text{ Mpa}$

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 2,403 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

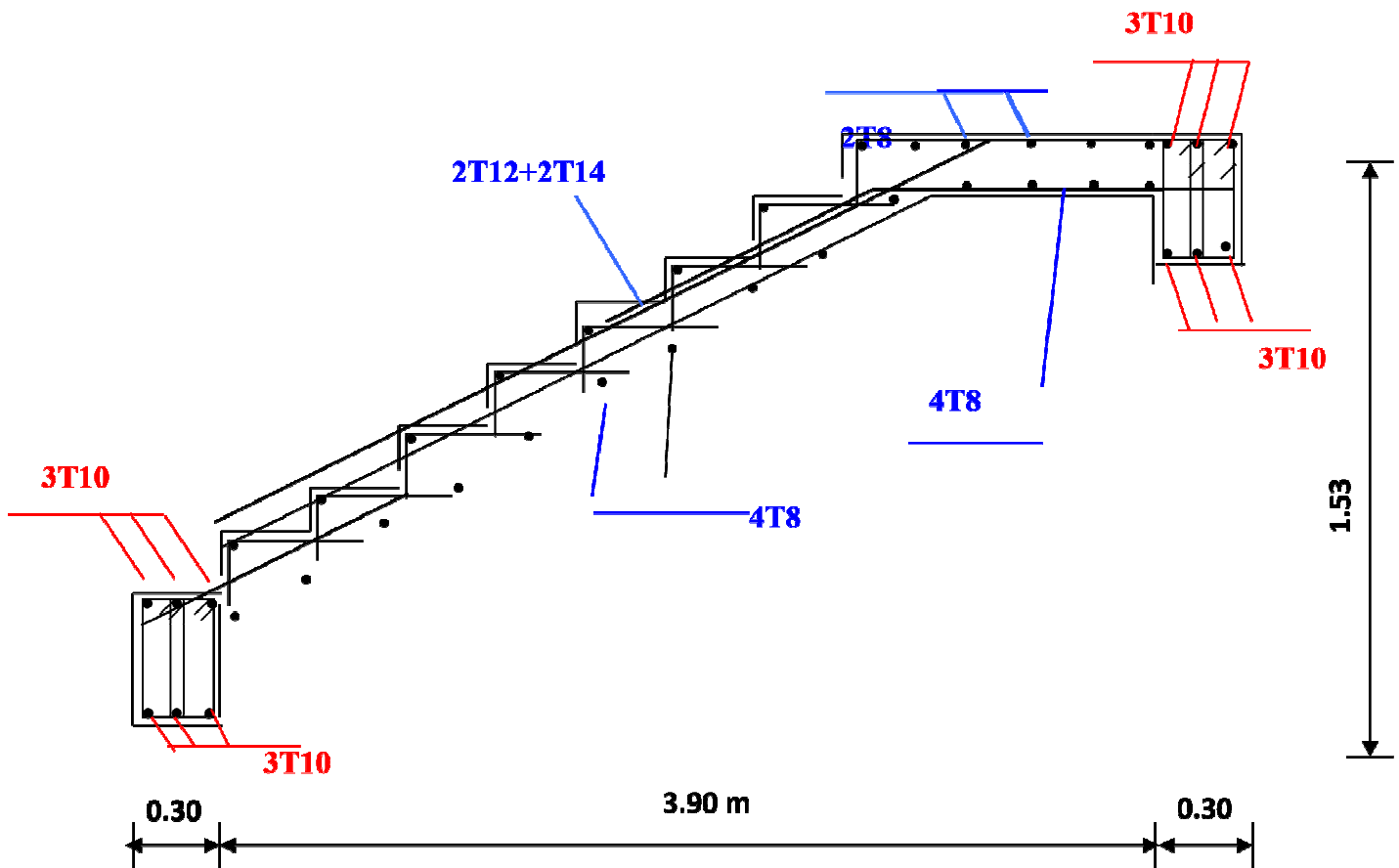


Figure. III.16 : Schéma de ferrailage des escaliers.

### III .4. Balcon

#### III.4.1.Définition

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d’habitation, ainsi il donne une belle image à la construction. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans les poutres longitudinales. Il travaille en flexion simple, sous l’effet des sollicitations du 1<sup>er</sup> genre. Dans notre projet, on a deux types de balcons:

1<sup>ere</sup> type: encastré sur deux (2)cotés

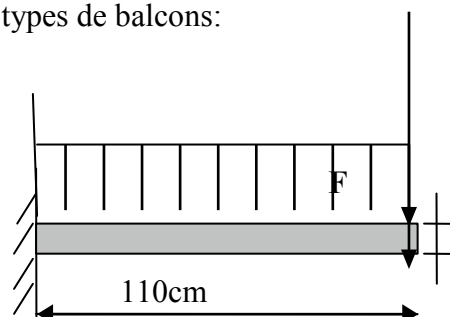


Figure.III.17 : Schéma statique du balcon

#### III.4.2.Rapport d’élancement

$$\alpha = L_x = \frac{110}{300} \cong 0,36 < 0,4 \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

**III.4.3. Dimensionnement**

Panneau isolé simpl

$$\frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{25}$$

$$\frac{110}{35} \leq h \leq \frac{110}{25} \Rightarrow 3,14 \leq h \leq 4,4 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on prend :  $h = 16 \text{ cm}$ **III.4.4. Evaluation et combinaison des charges**❖ **Le chargement sur le balcon :**

❖ Poids propre de la dalle ( $e = 12 \text{ cm}$ )	❖ $0,12 \times 25 = 3,00 \text{ KN / m}^2$
❖ Mortier de pose ( $e = 2 \text{ cm}$ )	❖ $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN / m}^2$
❖ Carrelage ( $e = 2 \text{ cm}$ )	❖ $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN / m}^2$
❖ Enduit de ciment ( $e = 2 \text{ cm}$ )	❖ $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN / m}^2$
❖ Lit de sable	❖ $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN / m}^2$
	❖ <b><math>G_1 = 4,6 \text{ KN/m}^2</math></b>

❖  **$G_1 = 4,60 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$** **Poids propre du mur**

❖ Brique creuse de $10 \text{ cm}$ d'épaisseur	❖ $(0,1 \times 1) \times 9 = 0,9 \text{ KN/ml}$
❖ Enduit en ciment d'épaisseur de $2 \text{ cm}$	❖ $(0,02 \times 1) \times 18 \times 2 = 0,72 \text{ KN/m}$
	❖ <b><math>G_2 = \sum = 1,62 \text{ KN/ml}</math></b>

 **$G_2 = 1,62 \text{ KN/m}^2$   $Q_m = 1 \text{ KN/m}^2$** Le calcul se fera pour une bande de  $1 \text{ ml}$ .❖ **Sollicitation des efforts:****À l'E.L.U:**

$$q_{u1} = 1,35 \cdot G_1 + 1,5 \cdot Q_1 = 11,46 \text{ kN/ml}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G_2 \cdot L = 2,1 \text{ kN/ml}$$

**À l'E.L.S :**

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8,1 \text{ kN/ml}$$

$$P_{s2} = G_2 \cdot L = 1,62 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = Q_m \cdot h_{gc} = 1 \text{ KN.M}$$

**Calcul des efforts dans le balcon :**➤ **Moment fléchissant:**

$$M_b = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$T_U = q_{U1} \times L + 1,35 \times G_2$$

$$T_U = 11,46 \times 1 + 1,35 \times 1.62$$

$$T_U = 13.65 \text{ KN}$$

**Tableau. III. : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS**

	$Q_U$ (KN/M <sup>2</sup> )	$M_{MAX}$ (KN.M)	$V_{MAX}$ (KN)
<b>ELU</b>	11,46	9,42	13,65
<b>ELS</b>	8,10	6,67	10,53

### III.4.3. Le Ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul Pour une bande de 1 ml

$$b=100 \text{ cmh}=16 \text{ d}=14 \text{ c}=2 \text{ cm}$$

$$M_u = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot (d) \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.42 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0.14)^2 \cdot 14,16} = 0,03$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < 0,186$$

Pivot 'AA'

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.42}{6.67} = 1,41$$

$$\mu_{tu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\mu_{tu} = 0,3367 \times 1.41 - 0,1711 = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.03 < \mu_{tu} = 0.30$$

Donc  $A' = 0$  les acier comprimés n'pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,04$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,14(1 - 0,4 \times 0.04) = 0,14 \text{ m}$$

$$\mathbf{Z = 14cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < 0,186\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ Section d'armature tendue

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{9,42 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,14} = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 12}{1000}, 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$   $A_s = 1,90 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$  ..... CV

On choisit :  $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ Espacement

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 12; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend  $St = 30 \text{ cm}$

➤ Section d'armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On choisit  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement

$$St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 16; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend  $St = 30 \text{ cm}$

• Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = T_u = 13,65 \text{ kN}$$

➤ Valeur de la contrainte tangentielle ( $\tau_u$ )

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{13,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,10 \text{ MPa}$$

➤ Valeur limite de la contrainte tangentielle

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u \leq \min \{0,1 \times f_{ct28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(cv)}$$

➤ Armature d'effort tranchant

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h=16\text{cm}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

**E.L.S:**

➤ **Moment de service:**

$$M_s = 6,67 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = \frac{15 \cdot 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = 2D \cdot d = 2 \cdot 13,5 \cdot 0.678 = 18.3 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.65 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b \cdot y_1^3 + 15 \cdot A (d - y_1)^2 = 8199.02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,08 \text{ Mpa / cm}$$

• **Etat limite de compression du béton:**

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.3 \text{ Mpa} < \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures:**

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = 15 \cdot k (d - y_1) = 11.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{s\text{lim}} = \min \left[ \begin{matrix} 2 f_e; 150 \eta \\ 3 \end{matrix} \right] = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

• **Schéma du ferrailage:**

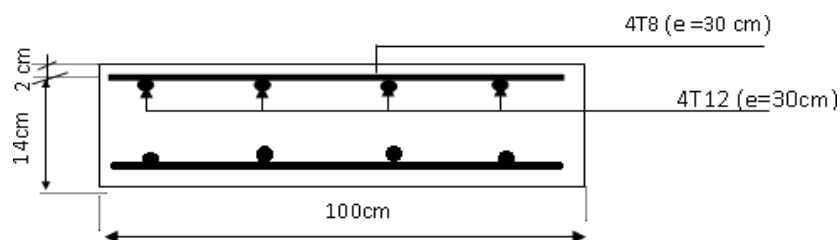


Figure.III.18 : ferrailage du balcon.

#### IV.1. INTRODUCTION

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

#### IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE:

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

#### IV.3. Généralité sur le logiciel: ETABS:

ETABS« Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu Exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses Possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes Réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue.

#### IV.4. ÉTUDE SISMIQUE

##### IV.4.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETAS* qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.



#### IV.4.2. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

#### IV.4.3. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES

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

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

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

Avec  $[M]$  : Matrice de masse de la structure.

$[K]$  : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$ : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$ : Vecteur des déplacements relatifs.

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

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position

d'équilibre. Ce qui est donné par :

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

Avec :

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

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

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

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

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

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

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

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

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

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

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ).

Les (n) solutions ( $\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

#### IV.4.4. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) a deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- \* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau).
- \* Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modéliser, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### IV.4.5. MODÉLISATION DE LA MASSE

✚ Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.

✚ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .

✚ La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

✚ La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

✚ La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

#### IV.5. Choix de la méthode de calcul:

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) (**1**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### **IV.5.1. La méthode modale spectrale:**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

##### **a) Principe :**

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit au moins égale à 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

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

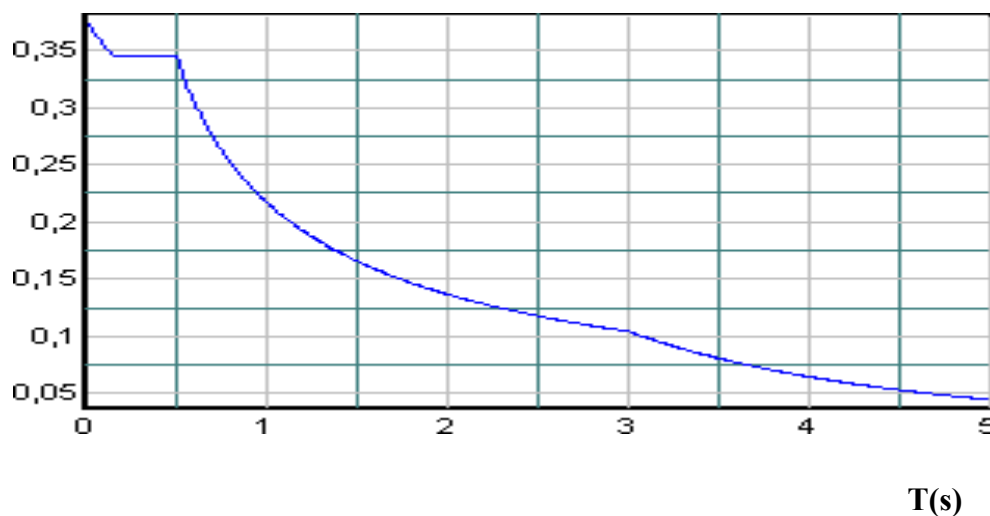
**Analyse modale spectrale:****➤ Utilisation des spectres de réponse:**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

**➤ Représentation graphique du spectre de réponse  $S_a/g$** 

**Figure IV.1. Spectre de réponse**

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

$T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

#### Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :(1)

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

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

$$T_{h_N=0,09} = \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4} \right)$$

$C_T = 0,05$  (Contreventement assuré par des voiles en béton armé)

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

$$\Rightarrow 25,5\text{m}$$

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

$$\Rightarrow D_x = 22,30\text{m},$$

$$\Rightarrow D_y = 19,06\text{m}$$

**Selon x-x:**

$$T_x = 0,09 \times \frac{25,5}{\sqrt{27,6}} = 0,64\text{se}$$

$$T_x = \min \left( T = 0,05 \times (25,5)^{3/4} = 0,66 \text{ sec} \right)$$

**-sens (x-x) :**  $T_x = \min(0,64, 0,66) = 0,64\text{sec.}$

Selon y- y:

$$T_y = 0,09 \times \frac{25,5}{\sqrt[3]{9.06}} = 0,62 \text{sec}$$

$$T_Y = \min \quad T = 0,05 \times (25,5)^{3/4} = 0,66 \text{ sec}$$

-sens (y-y)

Donc on prend :

$$T_x = 0,64 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,62 \text{ sec.}$$

#### IV.5.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente:

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

\* groupe d'usage:2                       $\longrightarrow$                       **A=0.25**                      **(1)**

\*zone sismique : **III**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

·                       $D_x = 2,5 \eta \dots\dots\dots 0 < T_x < T_2$

$\longrightarrow$                        $D_y = 2.5 \left[ \frac{T}{T_y} \right]^{2/3} \dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec}$

Sit meuble site3 (T1 =0.15 sec, T2 =0.50sec)

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots (1)$$

est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2] (1)

Pour notre cas on prend  $\xi=7\%$

Donc:  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7 \longrightarrow \eta = 0,88$

Alors :

$$D_x = 2,5 \eta \dots 0 < T_x < T_2$$

→

$$D_y = 2,5 \eta \left[ \frac{T}{T_y} \right]^{2/3} \quad T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec}$$

Donc :

$$D_x = 2,5 \eta = 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

→

$$D_y = 2,5 \eta \left[ \frac{T}{T_y} \right]^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left[ \frac{0,5}{0,51} \right]^{2/3} = 2,09$$



**Coefficient de comportement :**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour

Favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4).

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad (2)$$

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

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

**Tableau IV.1. Facteur de qualité**

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Oui	00	oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0.1	non	0.1

$$Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

$$Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

**Danc: Q= 1,25**

➤ **W : poids de la structure:**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$W_i$  étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (1)$$

Avec :

$W_i$ : Le poids concentré au niveau du centre massé du plancher "i";

$W_{Gi}$ : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, Secondaires de la structure au niveau "i";

$W_{Qi}$ : Surcharges d'exploitation au niveau i; «»

**B**: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (1)

On calcule les coefficients  $C_x, C_y$  qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe X.}$$

$$C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe Y.}$$

Sachant que:

$$V_x = C_x \times W$$

$$\implies V_y = C_y \times W$$

Donc:

$$C_x = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,25}{4} = 0,171 \quad \text{Suivant l'axe X.}$$

$$C_y = \frac{0,25 \times 2,09 \times 1,25}{4} = 0,163 \quad \text{Suivant l'axe Y.}$$

L'effort tranchant:

$$V_x = 0,171 \times W$$

$$V_y = 0,163 \times W$$

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

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

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

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

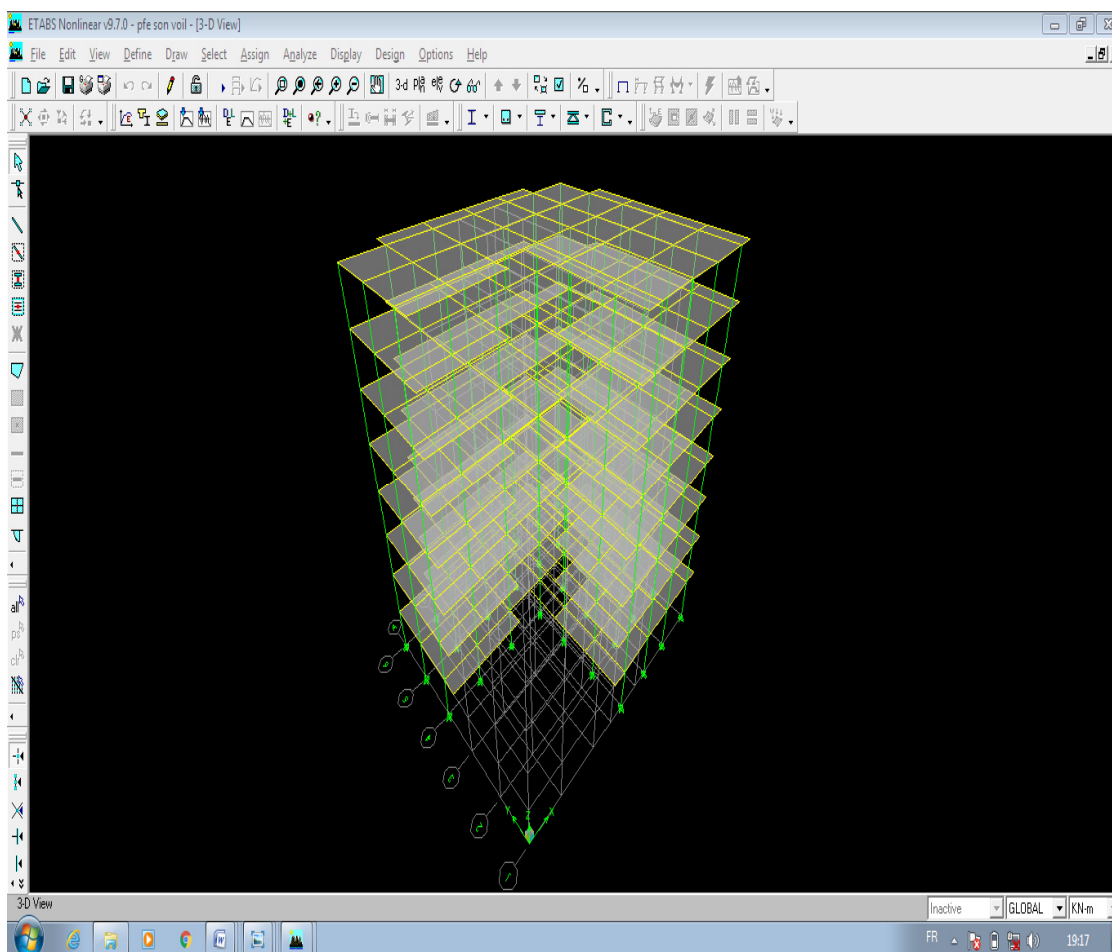
$$\text{Le rapport} \quad \frac{0,8V}{V_t}$$

### IV .5.3. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS

La Figure 4.16 présente la disposition des voiles de contreventement dans la cage d'escalier et dans les angles de notre bâtiment.

#### : a). Modèle initial



**Figure IV.2 : Modèle initial**

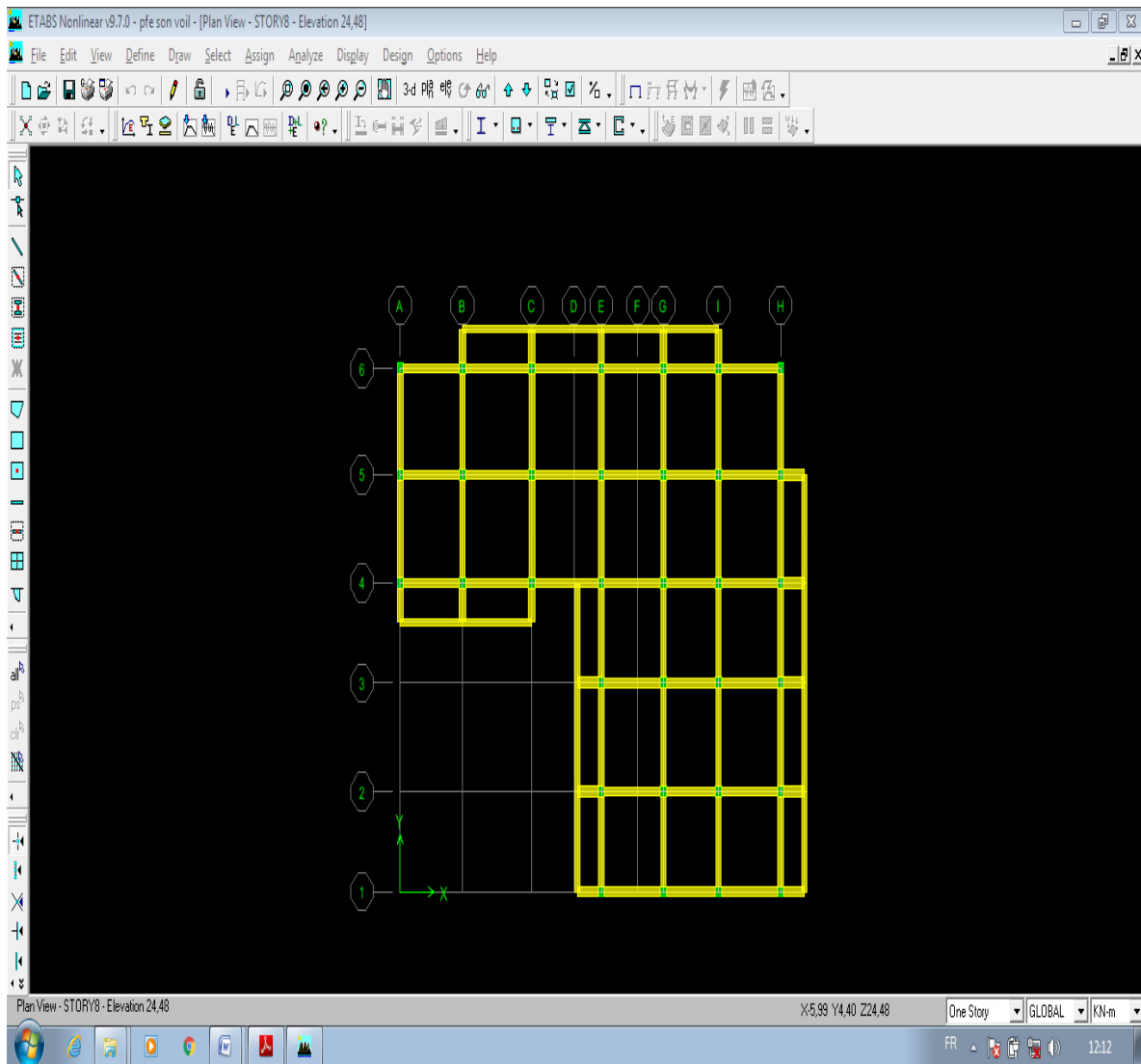
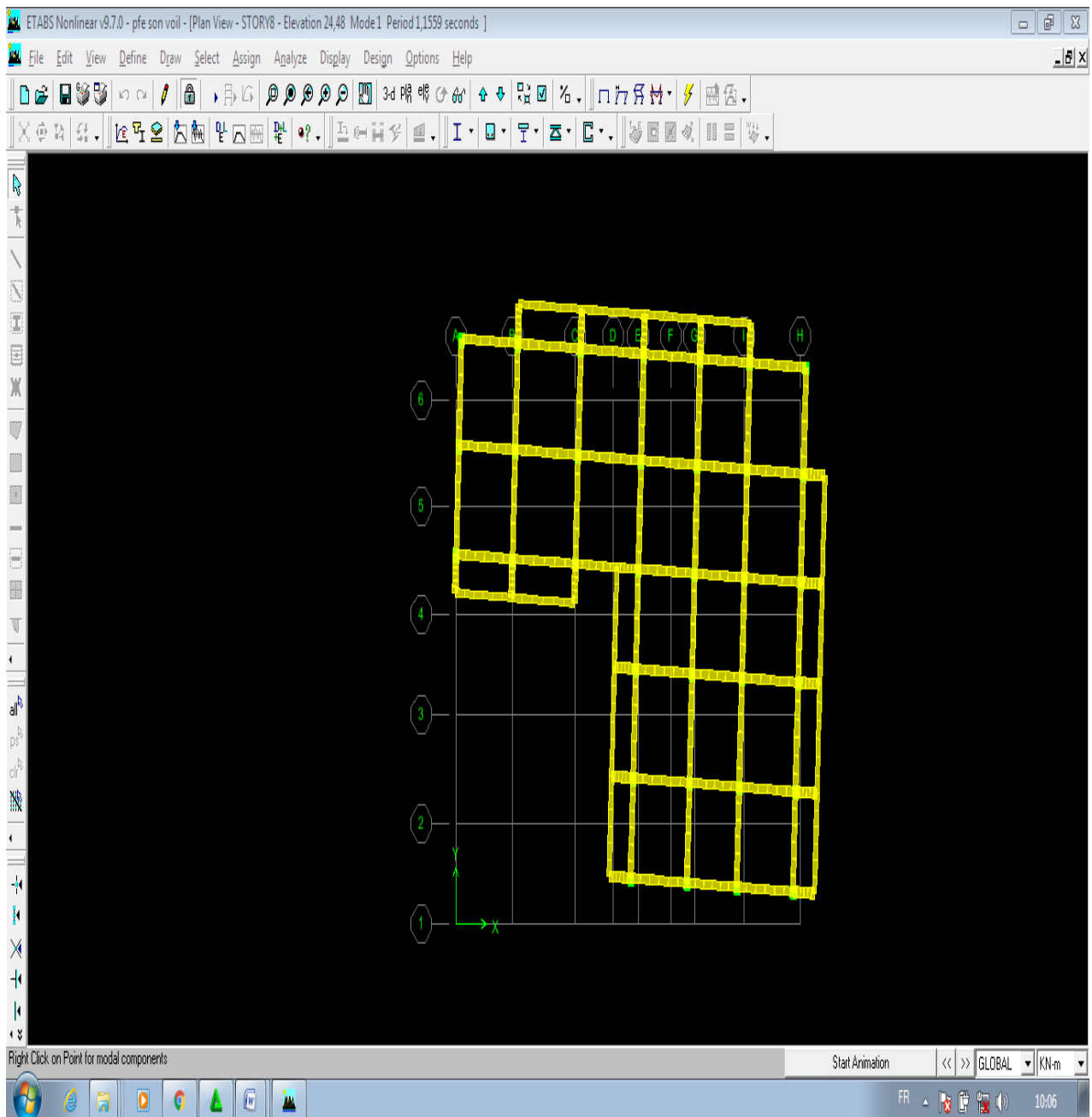
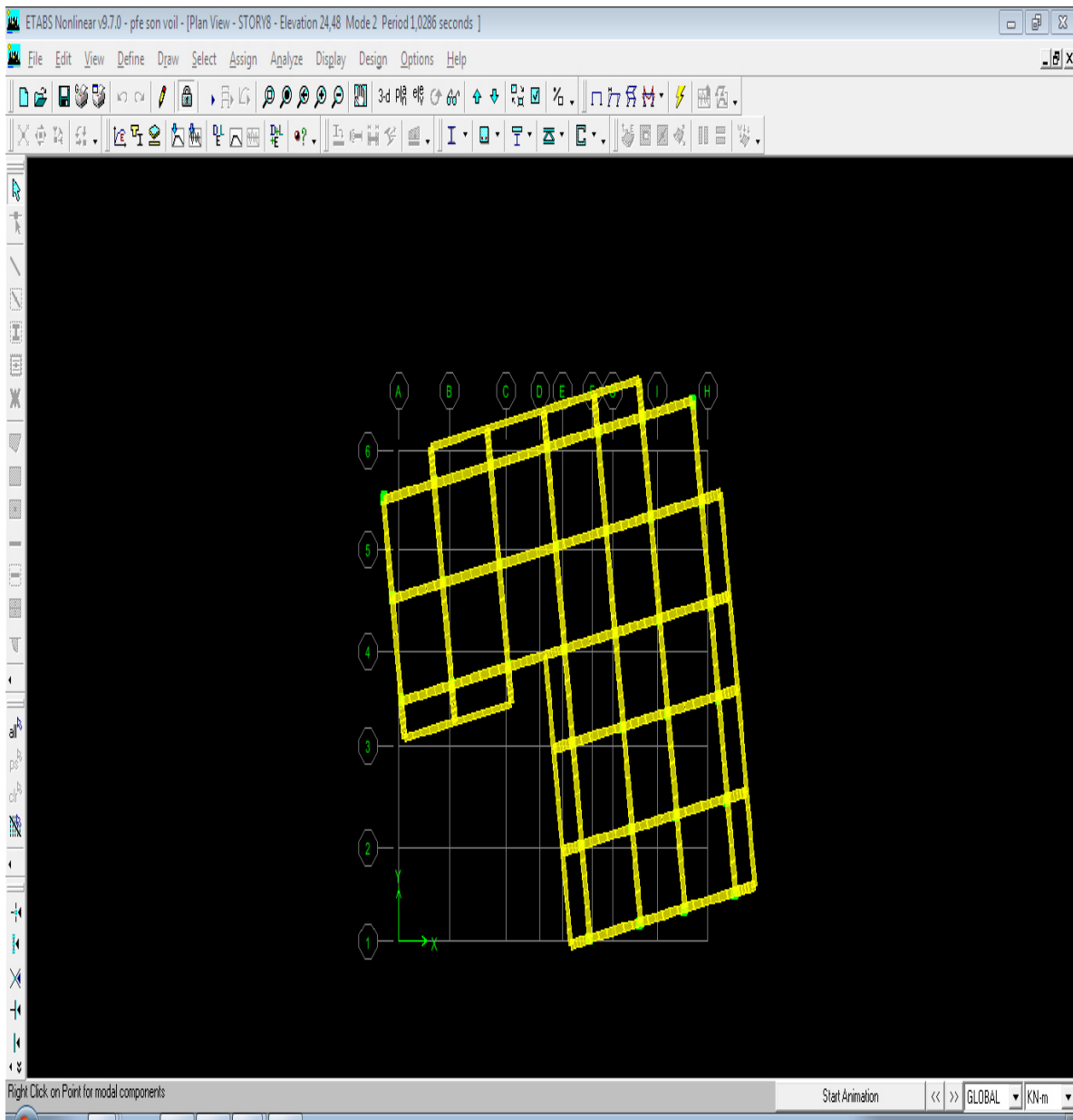


Figure IV.3 : Modèle initial.

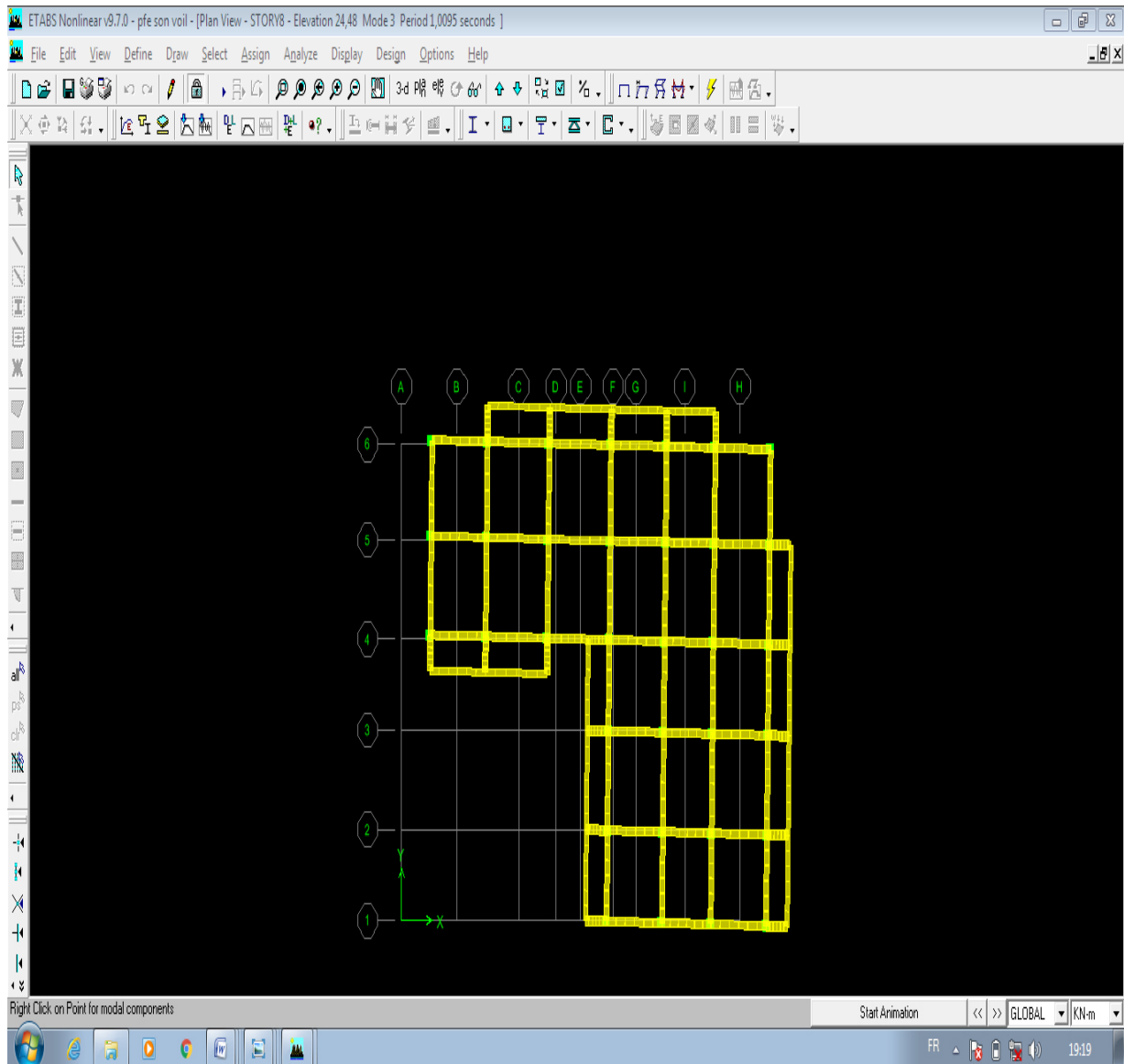


**Mode1 : Translation y-y**



**Mode2 : .Rotation z-z**





### Mode 3.Translation x-x

Figure IV.3. *Comportement des trois premiers modes du modèle initial*

#### IV.5.2.1. Vérification des périodes :

La vérification des périodes est donnée au Tableau IV.8

**Tableau IV.3.** Vérification des périodes

	$T_{\text{dynamique}}$ (ETABS)	$T_{\text{RPA}}$	$1.3 \times T_{\text{RPA}}$	$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$
<b>X</b>	0,858	0,640	0,832	NO
<b>Y</b>	0,858	0,620	0,806	NO

**Tableau. IV.2 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,85825	27,4406	26,5696	0	27,4406	23,8896	0
2	0,66711	35,748	36,2362	0	64,1886	63,8057	0
3	0,481549	10,8842	10,4923	0	72,0728	73,298	0
4	0,289527	2,3998	3,4337	0	74,4727	77,5117	0
5	0,180838	8,0299	8,9367	0	86,5026	84,3085	0
6	0,168843	1,6534	1,3659	0	87,156	86,8444	0
7	0,152534	0,3183	5,0781	0	87,864	87,8525	0
8	0,157104	5,1177	0,0488	0	87,882	87,8513	0
9	0,127833	0,2649	0,0418	0	88,1269	87,8531	0
10	0,044731	0,0856	2,0589	0	91,1426	91,1385	0

Une période fondamentale :  $T=0,858\text{sec}$ .

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode,

- Le 1<sup>er</sup> Mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> Mode est mode de rotation suivant à Z-Z.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X..

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

**A alcul de force sismique**

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	ΣWi (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
0,25	2,00	2,00	4	1,25	1,25	53568,50	1585,135	1584,485

**Tableau.IV.4 : Vérification de la résultante de force sismique**

	V <sub>Statique</sub>	V <sub>dynamique</sub>	0.8V <sub>statique</sub>	V <sub>dynamique</sub> ≥ 0.8V <sub>statique</sub>
<b>X</b>	2243,675	1585,135	6273,53	Non
<b>Y</b>	2243,675	1584,485	6614,77	Non

**A.1. Vérification des déplacements latéraux inter étages:**

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta} \quad (1)$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$  (1)

Où : h<sub>e</sub> : représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_k^x = R \cdot \delta_{eK}^x$  et  $\delta_k^y = R \cdot \delta_{Ek}^{xy}$  (1)

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

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

$\delta_{eK}^x$ : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

➤ **Déplacements inter étages du modèle initial:**

**Tableau IV.3 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle initial

Niveaux	$\delta_{ex}(m)$	$\delta_{ey}(mm)$	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	$\Delta_{ex}$	$\Delta_{ey}$	0,01h	Observation
8 <sup>ème</sup>	289,81	351,88	1159,24	1407,52	14,16	256,24	30,6	non vérifier
7 <sup>ème</sup>	286,27	287,82	1145,08	1151,28	214,32	539,76	30,6	non vérifier
6 <sup>ème</sup>	232,69	152,88	930,76	611,52	528,76	50,44	30,6	non vérifier
5 <sup>ème</sup>	100,50	140,27	402	561,08	40,16	180,56	30,6	non vérifier
4 <sup>ème</sup>	90,46	95,13	361,84	380,52	98,92	158,48	30,6	non vérifier
3 <sup>ème</sup>	65,73	55,51	262,92	222,04	34,84	0,2	30,6	non vérifier
2 <sup>ème</sup>	57,02	55,46	228,08	221,84	204,56	209,76	30,6	non vérifier
1 <sup>ème</sup>	5,88	3,02	23,52	12,08	23,52	12,08	40,8	vérifier

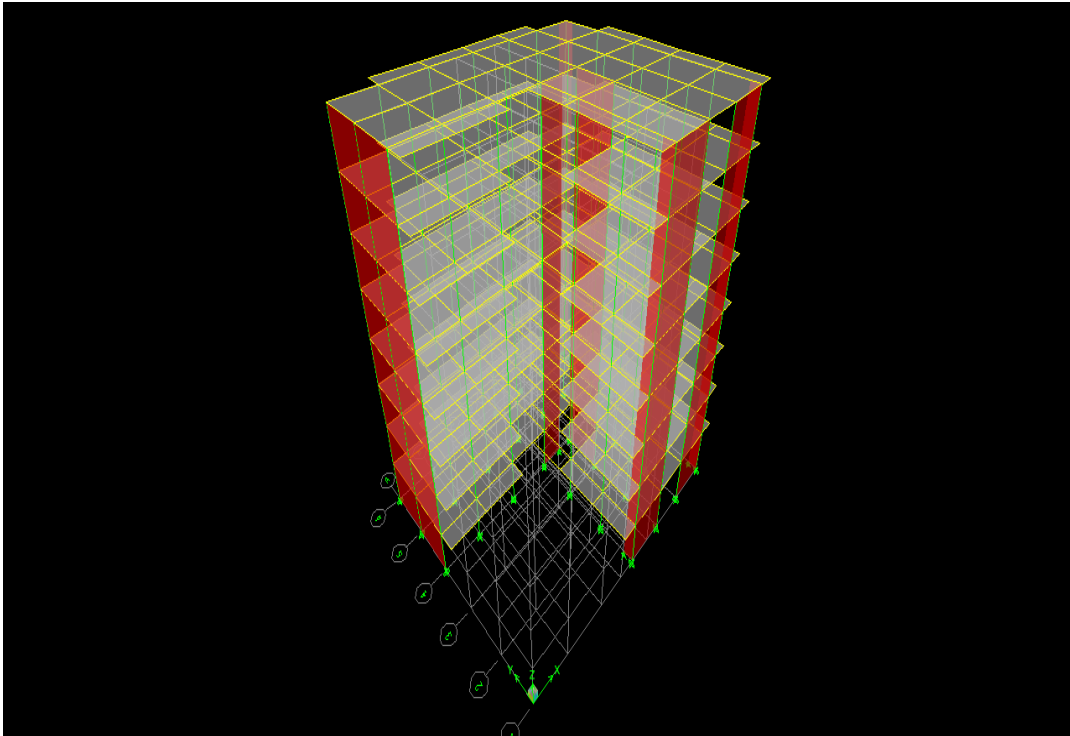
**Conclusion :**

La période fondamentale et le déplacement inter étage dans les deux sens, ne sont pas vérifiés ,

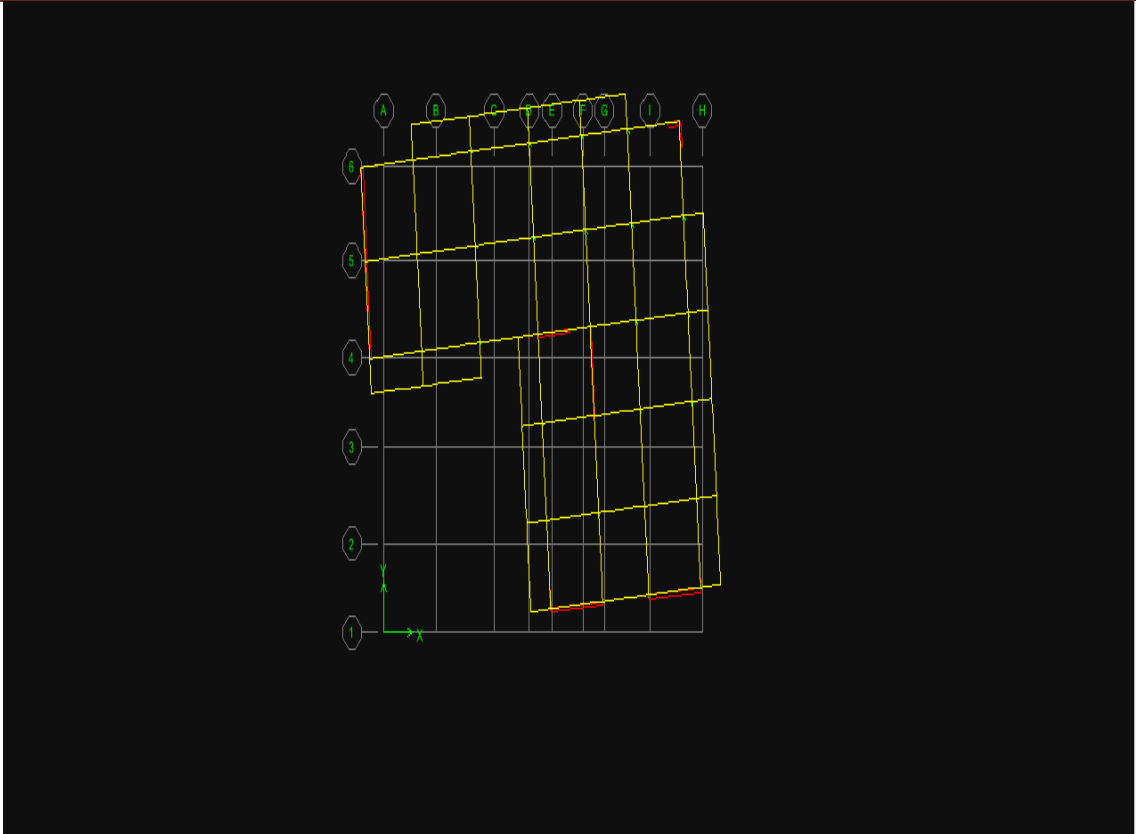
donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles

**IV.4.2. Modèle Final :**

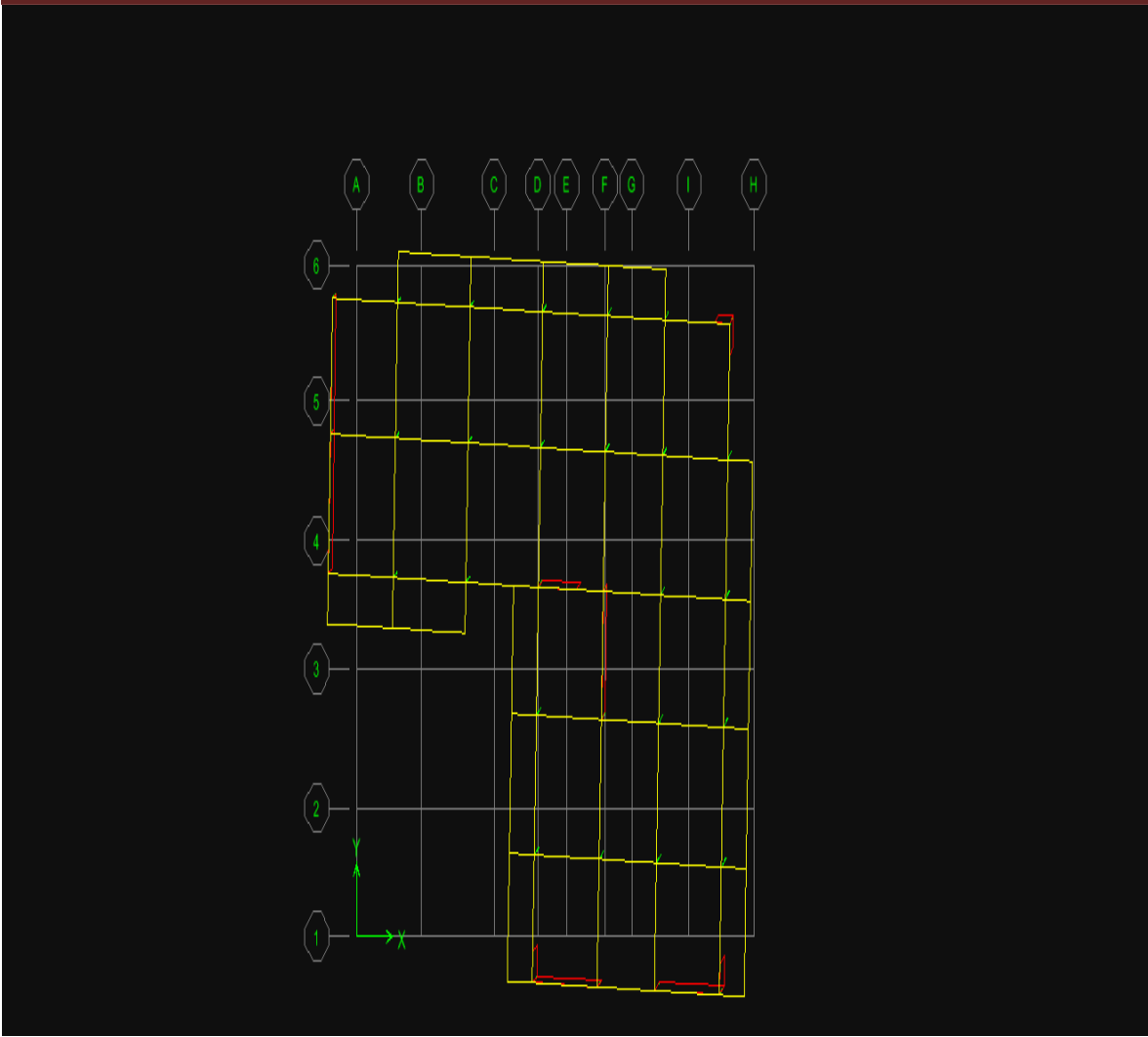
La figure IV.18 montre la disposition finale des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée par 5 voiles, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile, qualité structural indispensable dans la région de forte sismicité.



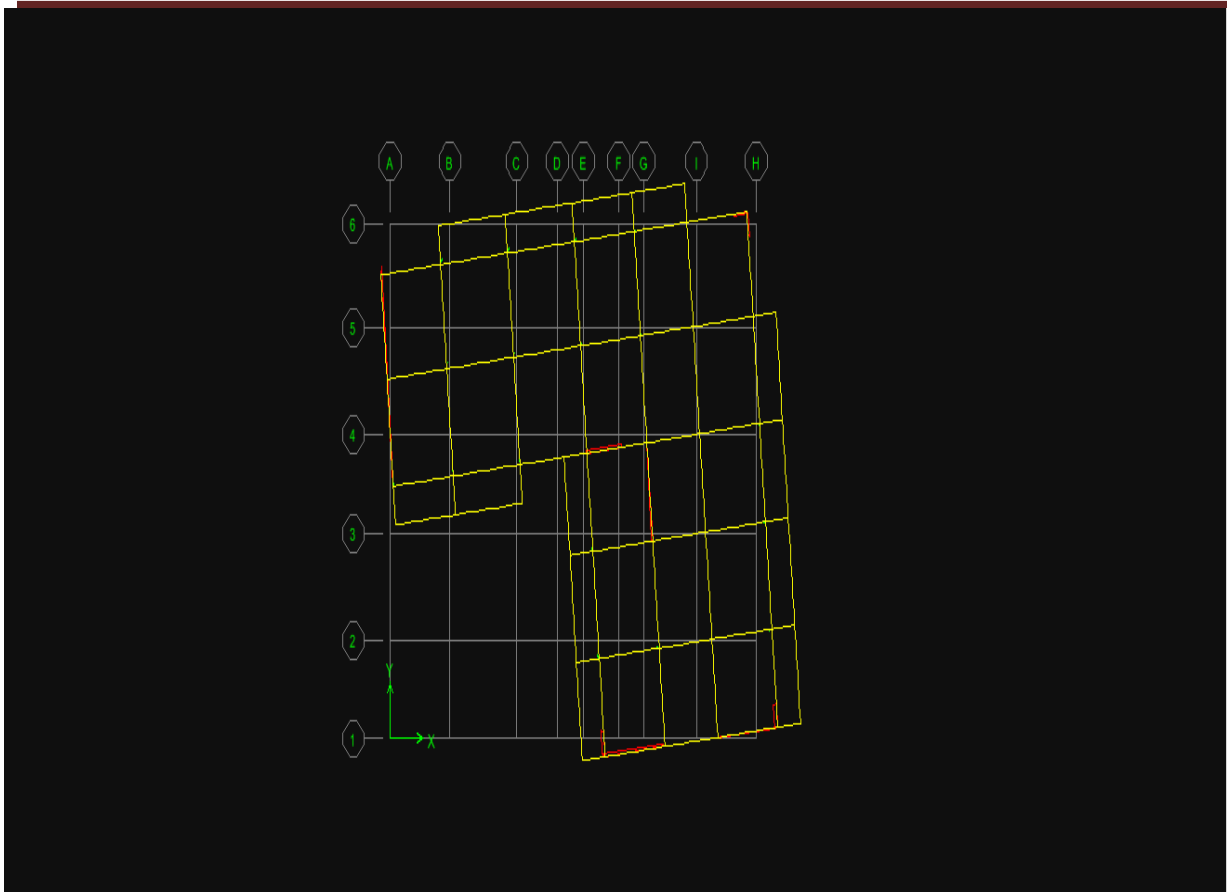
**Figure IV.4:** Modèle final



**Mode1. Translation /y-y 45 °**



**Mode2. Translation x-x**



**Mode 3. Rotation z-z**

**Figure IV.4. Comportement des trois premiers modes du modèle final**

**IV.5.2.1. Vérification des périodes :**

La vérification des périodes est donnée au Tableau IV.8

**Tableau IV.3. Vérification des  $T_{dynamique}$**

	$T_{dynamique}$ (ETABS)	$T_{RPA}$	$1.3 \times T_{RPA}$	$T_{dynamique} \leq 1.3 T_{RPA}$
<b>X</b>	0,767	0,640	0,832	OUI
<b>Y</b>	0,767	0,620	0,806	OUI



➤ **Caractéristiques dynamiqués propres:**

Les caractéristiques dynamiqués propres obtenues sont données dans le tableau.

**Tableau. IV.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1.**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,762965	28,0326	30,8162	0,00000	28,0736	300,626	0,00000
2	0,604310	69,6603	57,8657	0,00000	69,665	57,8672	0,00000
3	0,341170	72,0031	63,4586	0,00000	72,580	70,757	0,00000
4	0,229024	76,7836	70,7435	0,00000	78,940	75,841	0,00000
5	0,141456	78,0916	75,8465	0,00000	86,045	83,118	0,00000
6	0,110293	87,7825	83,7212	0,00000	87,890	86,922	0,00000
7	0,078716	89,9662	85,6419	0,00000	89,9660	85,147	0,00000
8	0,073883	90,3791	90,9612	0,00000	90,379	90,229	0,00000

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale :  $T=0,76\text{sec}$ .

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode,

- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de Rotation à Z-Z.

**Tableau: IV.5. Calcul de force sismique**

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	ΣWi (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
0,25	2,00	2,00	4	1,15	1,15	15302,50	2314,10	2314,02

**Tableau: IV.6. Vérification de la résultante des forces sismique de**

	V <sub>Statique</sub>	V <sub>dynamique</sub>	0.8V <sub>statique</sub>	V <sub>dynamique</sub> ≥ 0.8V <sub>statique</sub>
X	2199,73	2314,10	1759,784	Oui
Y	2199,73	2314,02	1759,784	Oui

**Tableau IV.5:** Vérification des déplacements inter étages du model finale.

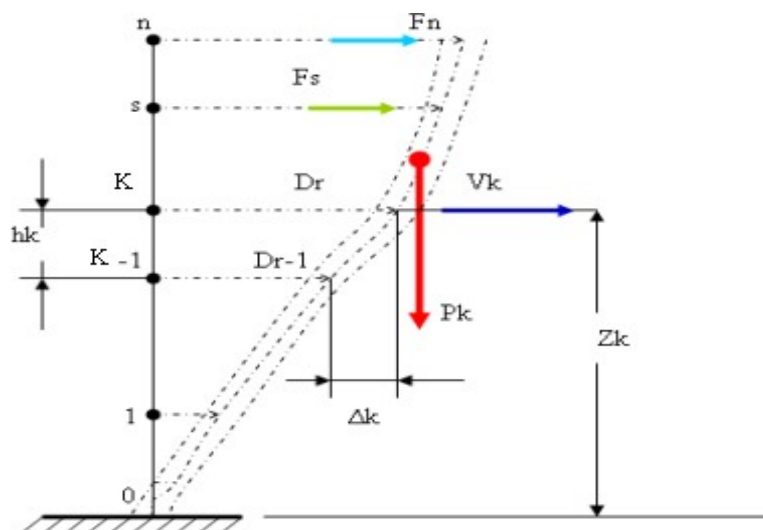
Niv	$\delta_{ex}(m)$	$\delta_{ey}(m)$	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	$\Delta_{ex}(m)$	$\Delta_{ey}(m)$	$0,01h(mm)$	observation
8 <sup>ème</sup>	0,00460	0,06872	0,1842	0,27490	0,017	0,013	30,6	vérifier
7 <sup>ème</sup>	0,04169	0,065,38	0,1667	0,26153	0,019	0,018	30,6	vérifier
6 <sup>ème</sup>	0,036949	0,06074	0,1477	0,24296	0,020	0,024	30,6	vérifier
5 <sup>ème</sup>	0,03183	0,05471	0,1273	0,21886	0,023	0,027	30,6	vérifier
4 <sup>ème</sup>	0,02655	0,04781	0,1062	0,19127	0,025	0,031	30,6	vérifier
3 <sup>ème</sup>	0,02114	0,03992	0,8457	0,15969	0,021	0,034	30,6	vérifier
2 <sup>ème</sup>	0,01577	0,03121	0,6311	0,12486	0,020	0,035	30,6	vérifier
1 <sup>ème</sup>	0,01275	0,02242	0,4302	0,8968	0,018	0,035	40,8	vérifier

**Conclusion :**

Tout les paramètre sont vérifiés pour ce modèle finale ,on doit vérifier l'effet p- $\Delta$ , afin de passer au ferrailage des elements de contreventement (portique-voiles)

**Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (les effets du second ordre):**

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



**Figure IV.4.** Evaluation des effets du second ordre.

Avec :

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

$$P_k = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

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

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

#### IV.9 : Vérification l'effet $p-\Delta$ inter étags du modè final

Niveaux	P(KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	$\Delta_{ex}$ (m)	$\Delta_{ey}$ (m)	H(mm)	$\Theta_x$	$\Theta_y$	Observation
8 <sup>ème</sup>	3052,032	33239,15	4776,25	18,16	19,6	306	0,028	0,002	vérifier
7 <sup>ème</sup>	2562,84	8152,85	3243,53	16,2	10,92	306	0,002	0,003	vérifier
6 <sup>ème</sup>	2562,84	1925,82	1863,81	2,44	2,76	306	0,012	0,015	vérifier
5 <sup>ème</sup>	2562,84	10599,8	12362,09	4,2	10,48	306	0,059	0,017	vérifier
4 <sup>ème</sup>	2562,84	49929,77	1215,37	0,16	3,8	306	0,069	0,020	vérifier
3 <sup>ème</sup>	2562,84	23661,75	7573,65	11,52	8,36	306	0,080	0,058	vérifier
2 <sup>ème</sup>	2562,84	13152,72	6179,93	0,92	16,96	306	0,043	0,064	vérifier
1 <sup>ère</sup>	2562,84	20252,70	14432,96	34,64	7,2	408	0,071	0,058	vérifier

#### IV.6. Conclusion:

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

Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, le 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.

La vérification de l'effort tranchant a la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ( $=0.8 \cdot VMSE$ ), avec l'implication de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur.

Vérifié les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par **RPA99V2003**. Vérifié l'effet  $P-\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.

Vérifié les pourcentages donné par le **RPA99version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure

**V.1. Introduction:**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

**V.2. Hypothèses:**

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications:

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

**V.3. Section minimales et maximales:**

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1. Sections minimales et maximales**

Elément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	3.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

**V.3.1. Diamètre des barres:**

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles (**2**), ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après **RPA 99 ver 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles.

## V.4. Ferrailage des poteaux:

### V.4.1. Introduction:

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

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M,N) qui est due à

l'excentricité de l'effort normal (N) par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans les sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

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

- ✚ Section entièrement tendue *SET*.
- ✚ Section entièrement comprimée *SEC*.
- ✚ Section partiellement comprimée *SPC*.

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

#### a. Situation durable:

- Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$
- Acier:  $\gamma_s = 1,15$  ; Nuance *FeE400* ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$

#### Situation accidentelle:

- **Béton:**  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 18,48\text{MPa}$
- **Acier:**  $\gamma_s = 1,00$  ; Nuance *FeE400* ;  $\sigma_s = 400\text{MPa}$

#### Combinaison d'action

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

#### Selon BAEL 91 :

**ELU:** Situation durable :  $1,35G + 1,5Q$

**ELS:** Situation durable :  $G + Q$

#### a. Selon RPA 99 : Situation accidentelle :

$$\pm G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec:

*G*: Charges permanentes.

*Q*: Surcharge d'exploitation.

*E*: Action du séisme.

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

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

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

#### V.4.2. RECOMMANDATION SELON *RPA99 VERSION 2003*

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

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 \leq \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 \leq \frac{A_s}{B} < 0\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$ : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50  $\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

#### Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC :

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand Moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

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

1 Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{max}$ ,  $M_{corr}$ ).

2 Le moment maximal et l'effort correspondant ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable)

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Situation durable

Combinaison 1,35G+1,5Q:

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4,08 = 2.86m$$

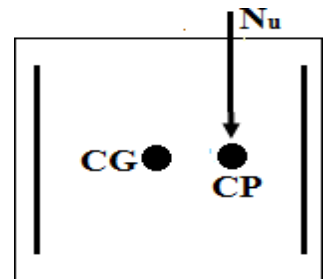
$L_f$ : longueur de flambement, cette grandeur est en fonction de la longueur libre de la pièce.

Calcul de l'excentricité:

➤ Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre:  
Excentricité additionnelle:  $e = \left[ \max \left( L/250 ; 2 \text{ cm} \right) \right] = 2 \text{ cm}$

➤ Excentricité du 2<sup>eme</sup> ordre:  $e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \theta) \rightarrow \alpha = 0.2 \text{ et } \theta = 2$   
 $\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 102.394 \times 240 \times 10^4}{10^4 \cdot h} (2 + 0,2 \times 2) = 1.88 \text{ cm}$

➤ Excentricité totale:  $e_t = e_1 + e_2 + e_a = 6.09 \text{ cm}$



Selon BAEL 91 Modifié 99 P274

$$c = c' = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$e_t < \frac{h}{2} - c \Rightarrow 6.09 < \frac{40}{2} - 4 = 16 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

Alors : Le centre de poussée est situé à l'intérieur des nappes d'armatures.

⇒ Il faut vérifier la condition suivante :

$$Nu \cdot (d - c') - M_1 < (0,337 - 0,81 \cdot h)$$

$$e = \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_1 = 2167 \times \left( 5.72 + \frac{40}{2} - 4 \right) \times 10^{-2} = 470.67 \text{ KN.m}$$

➤ 1)  $\Rightarrow 2167 \times (27 - 4) \times 10^{-2} - 470.67 = 27.74 \text{ KN.m}$

➤ 2)  $\Rightarrow (0,337 - 0,81 \cdot \frac{4}{10}) \cdot 40 \cdot 40^2 \cdot 14,17 \times 0,001 = 232,16$   
 $27,74 < 232,16 \text{ KN.m}$

**Alors :** La section est partiellement comprimée (*S.P.C*)

**Pour le poteau (35×35)** la Section est entièrement comprimée *SEC*.

➤ **Remarque :**

Tout problème en flexion composée lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple..

En prenant comme moment fictif :  $A' I, A I$

Pour le ferrailage du poteau, on utilise les armatures symétriques ( $A = A'$ )

Dans le cas suivant :

Changement du sens de moment, et on trouve dans ce cas les zone qui sont soumises au tremblement de terre (dangereux)

Les armatures symétriques  $\Rightarrow (A = A')$

$$C = 3\text{cm} \quad d = 27\text{cm} \quad e = 5.72\text{cm} \quad M_1 = 470.60\text{KN.m}$$

➤ **Calcul le coefficient**

$$\mu_{bu}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{1U}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{470.60 \times 10^{-3}}{0.40 \times (0.27)^2 \times 14.17} = 1.139$$

$$\mu_{bu} = 1.139$$

**Donc**  $A=0$

$$A_1 + A_2 = \max (Nu \times \gamma_s / 2 \times f_e; B \times f_t / 2 \times f_e)$$

$$A_1 = \max A_2 (2167 \times 1,15 \times 10 / 2 \times 400 ; 40 \times 2,1 / 400) = 31,15 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de nonfragilité**

$$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 31.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

**Vérification d'après le (R.P.A.91) :**

$$*0,9 \leq \frac{A_s}{B} < 3\% \quad (\text{Zone III})$$

$$A_{\min} = 0,9\% \cdot 40 \cdot 40 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 31.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

**Donc en prend**  $A_s = A_{\min} = 31.15 \text{ cm}^2$



Combinaison 1,35G+1,5Q :

$A-N^{max}, M^{corr}$

Tableau. V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{max}, M^{corr}$ )

Niveau	Section	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50	2167	8,97	S.P.C	0	31,15	14.4
1, 2, 3, 4 et 5 <sup>eme</sup>	40	1112,3	30,07	S.P.C	0	15,99	14.4
6 et 7 <sup>eme</sup>	35	894	47,73	S.E.C	0	0	11.025

b-  $M^{max}, N^{corr}$

Tableau. V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{max}, N^{corr}$ )

Niveau	Section	$N^{corr}$ (KN)	$M^{max}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50	1027,02	68,93	S.E.C	0	0	14.4
1, 2, 3, 4 et 5 <sup>eme</sup>	40	1043,23	82,14	S.E.C	0	0	14.4
6 et 7 <sup>eme</sup>	35	511,56	158,01	S.P.C	0	2,27	11.025

➤ Situation accidentelle:

- Combinaison :G+Q±E

$A- N^{max}, M^{corr}$

Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, M^{corr}$ )

Niveau	Section	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50	16,65	4,42	S.E.C	0	0	14.4
1.2, 3, 4 et 5 <sup>eme</sup>	40	33,49	27,57	S.E.C	0	0	14.4
6 et 7 <sup>eme</sup>	35	45,74	33,75	S.P.C	0	0	11.025

b- ( $M^{max}, N^{corr}$ ) :

Tableau. V.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ )

Niveau	Section	$N^{corr}$ (KN)	$M^{max}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50	13,25	30,17	S.E.C	0	0	14.4
1.2, 3, 4 et 5 <sup>eme</sup>	40	11,51	60,66	S.E.C	0	3.41	14.4
6 et 7 <sup>eme</sup>	35	14,14	298,61	S.P.C	0	4.13	11.025

➤ Combinaison : 0,8G±E

a-(N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>) :

Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>)

Niveau	Section	N <sup>max</sup> (KN)	M <sup>cor</sup> (KN.m)	Sollicitation	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50 x 50	34,53	35,62	S.E.T	1,92	0,49	14.4
1,2,3,4 et 5 <sup>eme</sup>	40 x 40	16,97	59,58	S.E.T	0,92	0,24	14.4
6 et 7 <sup>eme</sup>	35 x 35	7,51	71,32	S.P.C	0	0,11	11.025

b-(M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>) :

Tableau. V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>)

Niveau	Section	N <sup>cor</sup> (KN)	M <sup>max</sup> (KN.m)	Sollicitation	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50 x 50	19,9	24,94	S.E.C	0	0	14.4
1.2,3,4 et 5 <sup>eme</sup>	40 x 40	34,53	70,13	S.E.C	0	0	14.4
6 et 7 <sup>eme</sup>	35 x 35	31,47	188,61	S.P.C	0	2,71	11.025

Choix des armatures:

Niveau x	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) cm <sup>2</sup>	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50X50	31,64	14,4	48	96	4T16+8T14	23,21
1.2.3.4 et 5 <sup>eme</sup>	40X40	16,23	14,4	48	96	4T16+4T14	17,76
6 et 7 <sup>eme</sup>	35X35	10,04	11,025	36,75	73,5	8T14	12,32

V.4.3. Vérification à l'état limite de service « E.L.S »:

La vérification s'effectue selon les règles de « BAEL91 » suivant la méthode indiquée :

Flexion composée avec compression, justification à l'état limite de service.

- Béton:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- Acier:

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration

préjudiciable.....  $\sigma_s = \zeta_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{f_{ij}}) \right]$

Avec :  $\bullet$  Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = 0,8\zeta_s$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=201,63MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison : G+Q**

a- (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>)

**Tableau .V.8. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés**

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPA)	$\sigma_s^-$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc}^-$ (MPA)	Vérification
RDC	50x50	21,15	1059,3	S.E.C	60,5	201,63	4,04	15	Vérifier
1,2,3,4 et 5 <sup>me</sup>	40x40	22,47	688	S.E.C	56,5	201,63	3,84	15	Vérifier
6 et 7 <sup>me</sup>	35x35	31,60	149,20	S.P.C	40,1	201,63	2,92	15	Vérifier

b-(M<sup>max</sup> , N<sup>corr</sup>)

**Tableau .V.9. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés**

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPA)	$\sigma_s^-$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc}^-$ (MPA)	Vérification
RDC	50x50	21,14	688	S, E, C	46,2	201,63	4	15	Vérifier
1,2,3,4 et 5 <sup>me</sup>	40x40	22,476	75,39	S, E, C	40,0	201,63	3	15	Vérifier
6 et 7 <sup>me</sup>	35x35	31,604	493,3	S.P.C	57,5	201,63	5,62	15	Vérifier

**V.4.4. Vérification de l’effort tranchant:**

a-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u \quad \text{poteau carrée (ARTA.5.1.1)} \quad (3)$$

$$\tau_u = \frac{1,4T_u}{\phi d} \leq \tau_u \quad \text{poteau circulaire}$$

Avec :

$T_u$  : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\tau_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\tau_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

\* Selon le CBA 93 :

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

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

\* Selon le RPA 99 version 2003 : (1)

$$\tau_u = \rho_d f_{c28}$$

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

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

Avec :

$\lambda$ : L'élanement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

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

$B$  : Section du poteau.

$L_f$ :Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux**

Niveau	Section	Tu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\Lambda$	$\rho_d$	$\tau_u$ -RPA (MPa)	$\tau_u$ -BA EL (MPa)	vérification
RDC	50X50	17,41	0,13	18,43	0,075	1,875	2,5	vérifiée
01	45X45	20,50	0,14	18,43	0,075	1,875	2,5	vérifiée
02	45X45	23,14	0,16	16,13	0,075	1,875	2,5	vérifiée
03	40X40	24,87	0,17	6,13	0,075	1,875	2,5	vérifiée
04	40X40	28,47	0,20	16,13	0,075	1,875	2,5	vérifiée
05	40X40	34,71	0,24	16,13	0,075	1,875	2,5	vérifiée
06	35X35	55,58	0,50	14,33	0,075	1,875	2,5	vérifiée
07	35X35	78,68	0,83	14,33	0,075	1,875	2,5	vérifiée

#### V.4.5. Ferrailage transversal des poteaux:

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit:

\* Selon **BAEL91 modifié 99** :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$A_t$ : Section d'armature transversales.

$b$ : Largeur de la section droite.

$h$ : Hauteur de la section droite.

$S_t$ : Espacement des armature transversales.

$\varnothing_t$ : Diamètre des armature transversales.

$\varnothing_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

**\* Selon le RPA99 version 2003:**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$ : Section d'armature transversales.

$S_t$ : Espacement des armature transversales.

$T_u$ : Effort tranchant à l'ELU.

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

$h$ : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

$\lambda_g$ : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit:

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

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

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

$\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

- La quantité d'armatures transversales minimale
 
$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau. ( $L_f = L/2$  ..... poteau bi encastré).

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

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

#### Armatures transversales :

On prend  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Calcul L'espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0,9 \times 27; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification d'après le (R.P.A.91)

$$\begin{aligned} & S_t \leq \min(10\phi_t \\ & \text{Zone nodale : } \\ & ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_t \\ & = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_t = \\ & 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Vérification d'après le (R.P.A.91)

$$\begin{aligned} & S_t \leq \min(10\phi_t; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ & \text{Zone nodale : } \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tableau .V.11. Espacements maximaux selon RPA99

Niveau	Section	Barres	$\Phi l$ (mm)	St (mm)	
				Z. N	Z. C
RDC	50x50	4T16+8T14	16	10	16
1, 2, 3,4 et 5 <sup>ème</sup>	40x40	4T16+8T14	16	10	16
6 et 7 <sup>ème</sup>	35x35	4T14+8T12	14	10	14

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

Tableau. V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

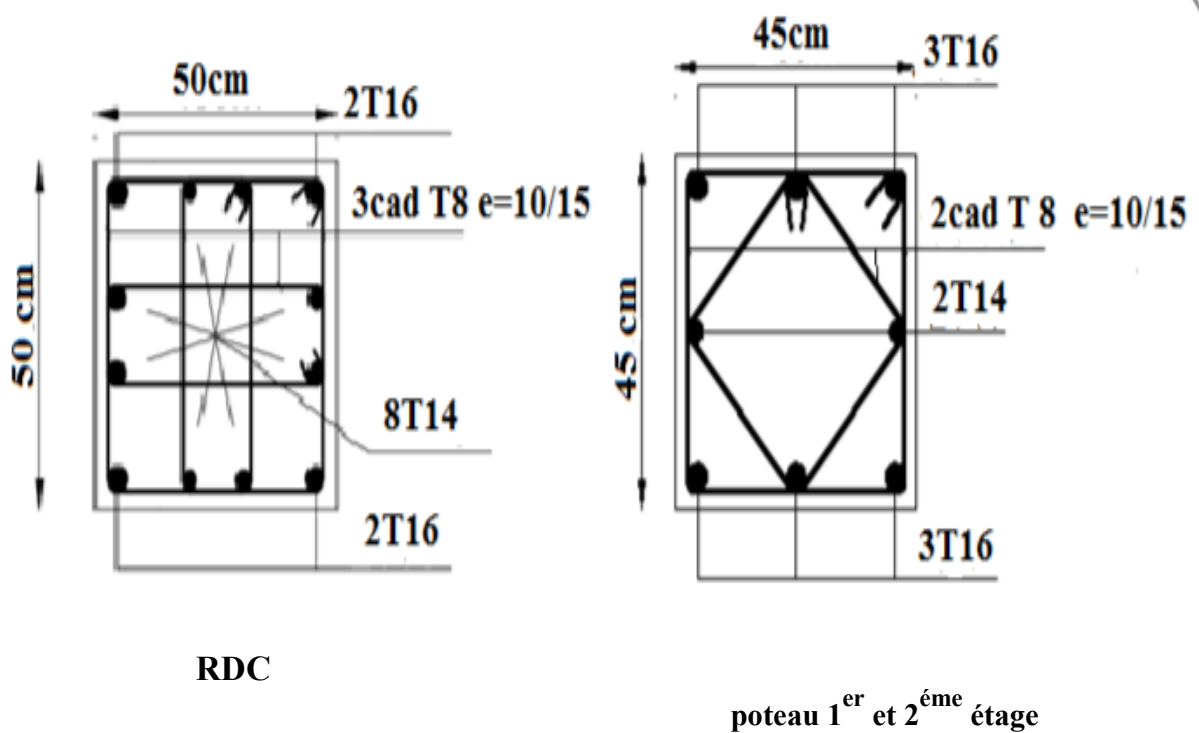
Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (m)	$\lambda_g$ (%)	$\rho_a$	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>car</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>sup</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50X 50	1,862	4,137	2,5	19,38	N	10	0,74	4T8	2,01
						C	12	0,533	4T8	2,01
1 <sup>er</sup>	45 X 45	1,862	4,137	3,75	20,50	N	10	0,746	4T8	2,01
						C	12	0,533	4T8	2,01
2 <sup>ème</sup>	45 X 45	1,862	4,655	3,75	23,14	N	10	0,619	4T8	2,01
						C	12	0,516	4T8	2,01
3 <sup>ème</sup>	40 X 40	1,862	4,575	3,75	24,87	N	10	0,619	4T8	2,01
						C	12	0,516	4T8	2,01
4 <sup>ème</sup>	40 X 40	1,862	4,655	3,75	28,47	N	10	0,619	4T8	2,01
						C	12	0,516	4T8	2,01
5 <sup>ème</sup>	40 X 40	1,862	5,22	3,75	34,71	N	10	0,530	4T8	2,01
						C	12	0,441	4T8	2,01
6 <sup>ème</sup>	35 X 35	1,862	5,32	2,5	55,58	N	10	0,530	4T8	2,01
						C	12	0,441	4T8	2,01
7 <sup>ème</sup>	35 X 35	1,862	5,32	2,5	78,68	N	10	0,61	4T8	2,01
						C	12	1,41	4T8	2,01

**V.4.6. Longueur de recouvrement:**

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

Pour :  $\phi = 20\text{mm}$ ..... $L_r = 100\text{cm}$

- $\phi = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ ..... $L_r = 60\text{cm}$





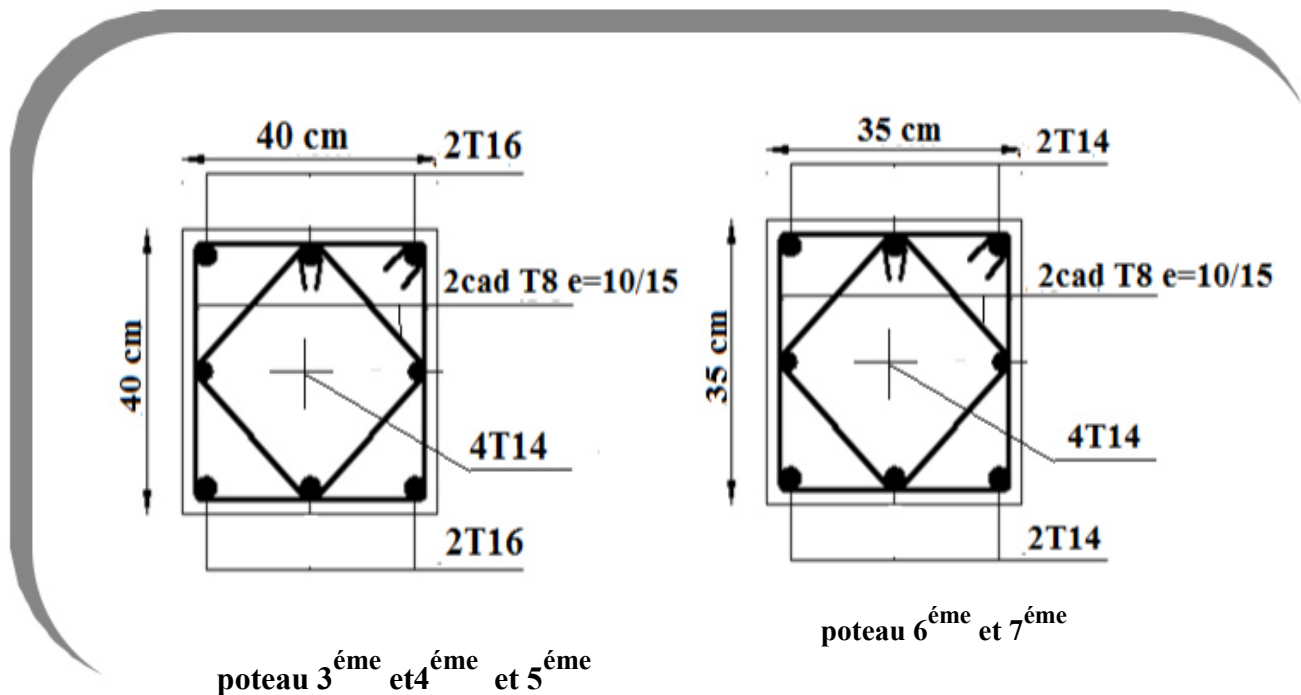


Figure V.1. Ferrailage des poteaux

### V.5. Ferrailage des Poutres:

#### V.5 .1.Introduction:

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple selon le B.A.E.L 91 tout en respectant les règles du règlement R.P.A 99 (1).

Pour le ferrailage on utilise la combinaison :  $1,35 G + 1,5 Q$

Et la vérification se faite avec la combinaison :  $G + Q$

#### Recommandation du RPA99 version 2003 (1) :

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

2\_ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
.4%en zone courante.

.6%en zone de recouvrement.

3\_ La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.

4\_ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

### V.5 .2. Calcul du ferrailage des poutres transversales :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

#### 1- Sens porteur :

##### a. Situation durable :

En travée :

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

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$M_U = 45.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$d = h - 3 = 45 - 3 = 42 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{45.28 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.42)^2 \times 14.16} =$$

$$\mu_{bu} = 0.060 < 0.187$$

Pivot 

•Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau .V.13. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveau	Section	Position	$M^{\max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ Z.C	$A_s^{\max}$ Z.C
RDC	30 x 45	Travée	45,28	3,17	0	6,75	48	72
		Appui	72,82	5,11	0	6,75		
1, 2, 3,4 et 5 <sup>ème</sup>	30 x 45	Travée	53,30	3,74	0	6,75	48	72
		Appui	93,45	6,55	0	6,75		
6 et 7 <sup>ème</sup>	30 x 45	Travée	73,21	5,13	0	6,75	48	72
		Appui	193,62	13,58	0	6,75		

a. Situation accidentelle :G+Q+E

Tableau .V.14 : Ferrailage des poutres principales (30X45). (Situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	30X45	Travée	61,12	4,29	0	6,75
		Appui	123,03	8,63	0	6,75
1.2.3.4. et 5 <sup>ème</sup>	30X45	Travée	47,49	3,33	0	6,75
		Appui	100,5	7,05	0	6,75
6 et 7 <sup>ème</sup>	30X45	Travée	53,06	3,72	0	6,75
		Appui	92,20	6,46	0	6,75

## 2. Sens non porteur :

### 2.1. Poutres secondaires (25X40):

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

Tableau .V.15 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>aup</sup> (cm <sup>2</sup> )
R D C	25X40	Travée	22,27	1,56	0	5	2,26
		Appui	41,64	2,92	0	5	3,08
1.2.3.4. et 5 <sup>eme</sup>	25X40	Travée	33,98	2,38	0	5	3,08
		Appui	54,41	3,81	0	5	4,02
6 et 7 <sup>eme</sup>	25X40	Travée	45,17	3,17	0	5	4,02
		Appui	80,62	5,65	0	5	6,16

#### b. Situation accidentelle :G+Q+E

Tableau .V.16: Ferrailage des poutres secondaires (25X40). (Situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
R D C	25X40	Travée	29,17	2,04	0	5
		Appui	59,69	4,18	0	5
1.2.3.4. et 5 <sup>eme</sup>	25X40	Travée	82,77	5,80	0	5
		Appui	98,89	6,93	0	5
6 et 7 <sup>eme</sup>	25X40	Travée	48,68	3,41	0	5
		Appui	85,73	6,01	0	5

### V.5.3. Choix des armatures :

#### Remarque :

Plusieurs choix sur le ferrailage ont été faite, de telles manières à vérifier toutes les conditions

A fin de satisfaire la vérification à L'ELS nous avons été obligé d'augmenter la section d'armature en appuis.

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Sens porteur**

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times Z} = \frac{52.95 \times 10}{347.8 \times 0.36} = 4.23 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de nonfragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}, 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

**Calcul des contraintes admissibles**

➤ **Dans le béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Dans l'acier fissuration préjudiciable**

$$\overline{\sigma}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 150 \right\} = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3}; 150 \times 1.6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

**Vérification des armatures RPA99 VERSION 2003**

**zone courante:**

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 40 \text{ cm}^2 > 2T14 = 3.08 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

**zone derecouvrement.**

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 60 \text{ cm}^2 > 3T14 = 4.62 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

• **Condition de fragilité selon non**

$$A_{\max} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6.75 \text{ cm}^2 > 3T14 = 4.62 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(11.42mm; 30mm; 14mm)$$

$$\Phi_t \leq 11.42mm$$

On prend  $\Phi_t = 8mm$

➤ Espacement:

$$St \leq \min\{0,9 \cdot d; 40cm\} = \min\{0,9 \times 37; 40cm\} = 33,3cm$$

➤ Vérification d'après le (R.P.A.91)

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right\}$$

$$St \leq \min\{10cm; 16.8cm; 30cm\}$$

$$St \leq 10cm$$

On prend  $S_t = 8cm$

•

Zone courante

$$: S_t \leq \underline{h/2}$$

$$= \underline{402} \Rightarrow S_t$$

$$= 20cm$$

• Zone courante :

$$S_t \leq \underline{h/2} = \underline{402} \Rightarrow S_t$$

$$= 20cm$$

**A. Poutres principales (30X40) :**

**Tableau .V.17 : Choix des armatures pour les poutres principales (30X40).**

Niveau	Section	Position	$A_{s\max}$ Z. C	$A_{s\max}$ Z. C	$A_{s\min}$ RPA	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	30 x 40	Travée	48	72	6.75	4,57	5T14+3T14	13.10
		Appui				6,85	6T14+2T12	14.68
1, 2, 3,4 et 5 <sup>ème</sup>	30 x 40	Travée	48	72	6.75	7,24	6T14+3T12	13,86
		Appui				10,04	6T14+3T14	16.69
6 et 7 <sup>ème</sup>	30 x 40	Travée	48	72	6.75	8,41	6T16+3T14	15,27
		Appui				11,5	6T16+3T16	16.69

**2. Sens non porteur :**

**b. Poutres secondaires (30X40)**

**Tableau. V. 18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.**

Niveau	Section	Position	$A_{s\max}$ Z. C	$A_{s\max}$ Z.R	$A_{s\min}$ RPA	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	30 x 40	Travée	40	60	5	3.55	3T14+3T14	9,05
		Appui				3.78	6T12+2T12	9,05
1, 2, 3, 4 et 5 <sup>ème</sup>	30 x 40	Travée	40	60	5	7,87	3T14+3T14	9,24
		Appui				8.44	6T14+2T12	13,86
6 et 7 <sup>ème</sup>	30 x 40	Travée	40	60	5	7,73	3T14+3T14	9,24
		Appui				8,95	6T14+2T12	13,86

**V.5.4. Vérification dans les états limite de service (E.L.S):**

**V.5.4.1. Vérifications nécessaires :**

**Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (1)$$

Avec:  $f_{t28}=2,1MPa$  ;  $f_e=400Mpa$

**Tableau .V.19. Vérification de la condition de non fragilité**

Section(cm <sup>2</sup> )	$A_{s(choisi)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
35x40	7,70	1,46	Vérifiée
30x40	5,66	1,14	Vérifiée

**V.5.4.2. Vérification vis a vis de l'ELS:**

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

- **Béton:**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

- **Acier:**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable...  $\sigma_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$

- Fissuration très préjudiciable  $\sigma_s = 0,8 \cdot \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201,63 MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**1. Sens porteur:**

**a. Combinaison G+Q**

**Tableau .V.20. Vérification des poutres principales**

Niveau	Section	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ (MPa)	vérification
RDC	35 x 40	Travée	23,48	1,47	15	46,96	201,63	Vérifiée
		Appui	52,19	3,26		104,38		
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup>	35 x 40	Travée	23,32	1,46	15	46,64	201,63	Vérifiée
		Appui	63,25	3,95		126,5		
6 et 7 <sup>ème</sup>	35 x 40	Travée	48,17	3,01	15	96,34	201,63	Vérifiée
		Appui	65,93	4,12		131,86		



Tableau .V.21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Niveau	Section	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	vérification
RDC	30 x 40	Travée	19,45	1,21	15	38,9	201,63	Vérifiée
		Appui	31,37	1,96		62,74		
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup>	30 x 40	Travée	24,37	1,52	15	48,74	201,63	Vérifiée
		Appui	57,76	3,61		115,52		
6 et 7 <sup>ème</sup>	30 x 40	Travée	39,34	2,46	15	78,68	201,63	Vérifiée
		Appui	25,04	1,56		50,08		

#### V.5.5. Vérification de l'effort tranchant

##### a. Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$T_u \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$ : Largeur de la section de la poutre.

$d$ : Hauteur utile

$$\tau_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

**Tableau .V.22: Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.**

Niveaux	$T_U^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Vérification
RDC	114	0,84	2,5	OK
1.2.3.4. et 5 <sup>eme</sup>	112,66	0,83	2,5	OK
6 et 7 <sup>eme</sup>	110,15	0,81	2,5	OK

**Tableau .V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire (25X40)**

Niveaux	$T_U^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Vérification
RDC	40,58	0,40	2,5	OK
1.2.3.4. et 5 <sup>eme</sup>	76,4	0,76	2,5	OK
6 et 7 <sup>eme</sup>	97,27	0,97	2,5	OK

**b. Calcul des armatures transversales:**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

- Selon le BAEL 91 modifié 99(2):

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

- Selon le RPA 99 version 2003 :(1)

On prend:  $\varnothing_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.24. Calcul des armatures transversales**

Sens	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sup>adp</sup> <sub>t</sub> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choi x
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	112,27	0,83	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
Non porteur	71,42	0,71	28,35	10	20	8	15	1,35	4T8

**V.5.6. Recouvrement des armatures longitudinales:**

$$L_r = 50\varnothing \text{ (zone III).}$$

L<sub>r</sub>: Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

**V.5.. Arrêt des barres :**

Armatures inférieures:  $h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{L^{MAX}}{4}$  Appuis en travée de rive.

Armatures supérieures:  $h' \geq \frac{L}{10} \quad \frac{L^{MAX}}{5}$  Appuis en travée intermédiaire.

Avec :

$$L = \max(L_{gauche}; L_{droite})$$

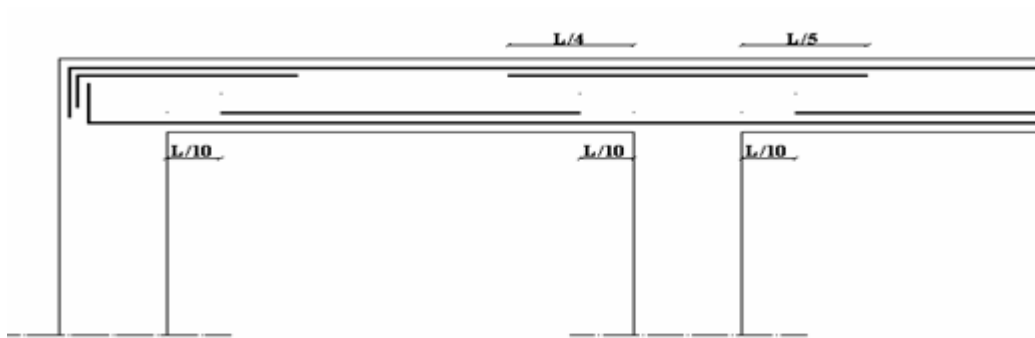


Figure 5.1. Arrêt des barres

### V.5.8. Vérification de la flèche :

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

Telque: Poutre porteuse :  $f_1 = \frac{L}{500} = 0,94cm$  ( $L = 3,80m < 5m$ )

Poutre secondaire :  $f_2 = \frac{L}{500} = 0,88cm$  ( $L = 4,4m < 5m$ )

Poutre palière:  $f_3 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,12cm$  ( $L = 6,2 < 5m$ )

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

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

- Position de l'axe neutre "  $y_1$  " :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[ y - \frac{h}{2} \right]^2 - 15A_s \{d - y_1\}^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau .V.24. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche**

	$M_{ser}$ Kn:m	$A_s$ ( $cm^2$ )	$Y_1$ (cm)	$\Delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $cm^4$ )	$I_{fi}$ ( $cm^4$ )	$I_{fv}$ ( $cm^4$ )
Poutre Porteuse	46,06	6,62	22,81	0,0163	25,77	1,84	0,74	0,97	226198,91	89348,89	131679,24
Poutre non Porteuse	32,89	4,73	20,46	0,0140	25,75	2,14	0,86	1,04	130510,29	44506,86	68892,68

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):**

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 3,54 mm \quad (L = 3,80 m)$$

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

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 7,14 mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 3,6 mm < \bar{f} = 9,4 mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):**

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 4,45 mm \quad (L = 3,60 m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées:

$$Fv_2 = \frac{M_{ser} l^2}{10EI_{fv}} = 8,54mm$$

$$\Delta f_{T2} = Fv_2 - f_{i2} = 4,09mm < f^- = 8,8mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées:

-

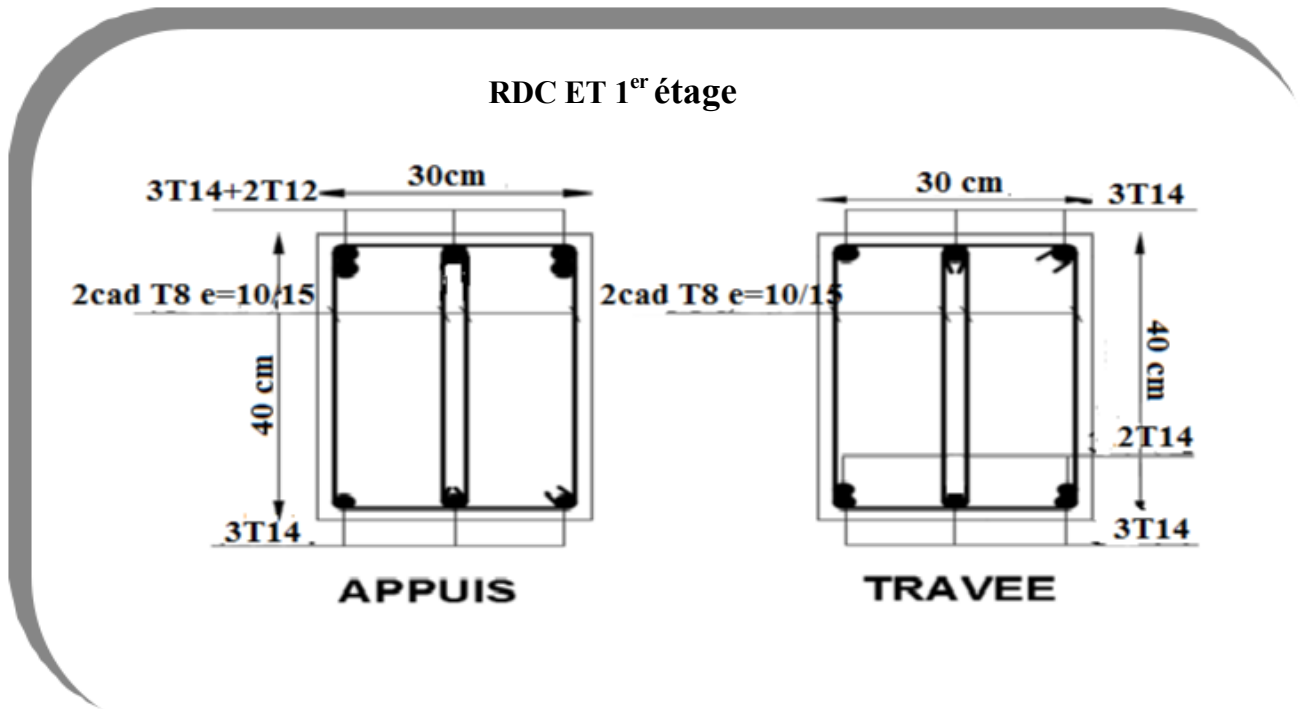
$$f_{v3} = \frac{M_{ser} l^2}{10EI_F} = 3,53mm$$

$$\Delta f_{T3} = f_{v3} - f_{i3} = 2,43mm < f^- = 11,20mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

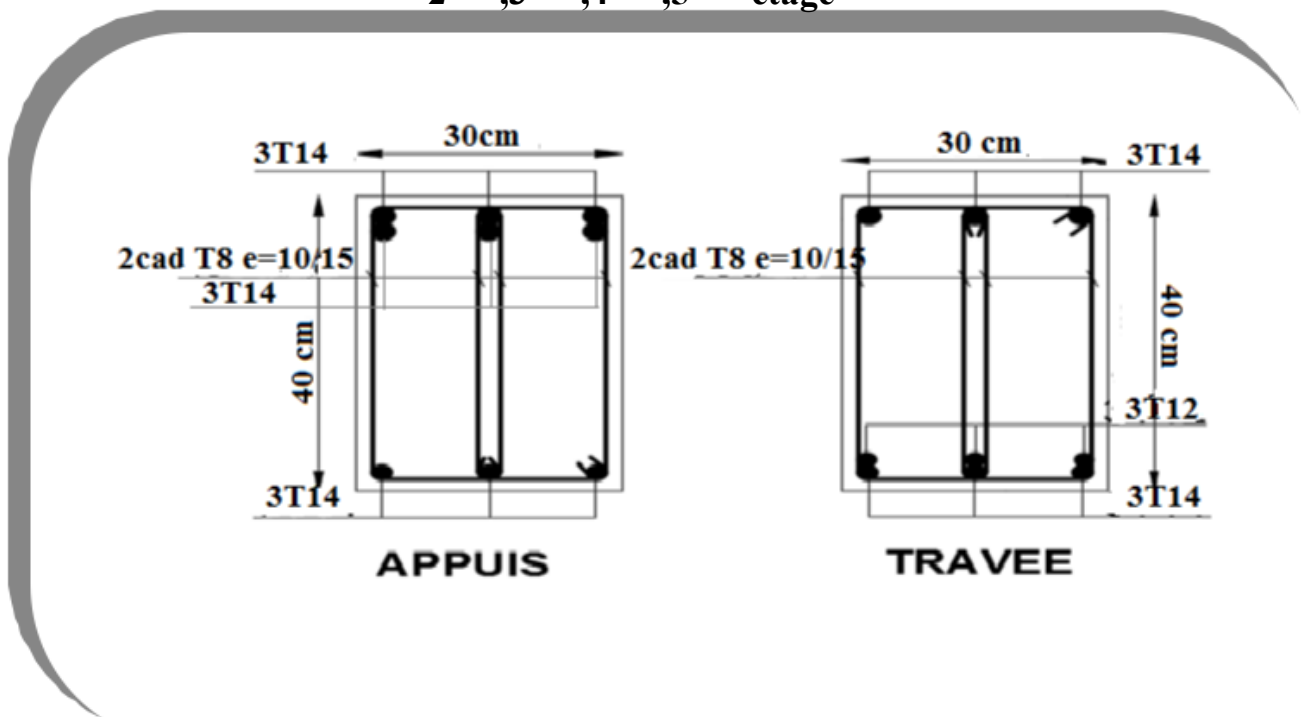
Section	$f_v$ (mm)	$(f_i \text{ mm})$	$f$ (mm)	$f^-$ (mm)	Observation
30x45	3,54	7,14	3,6	9,4	Vérifier
25x40	4,45	8,54	4,09	8,8	Vérifier

V.5.8. Vérification de la flèche

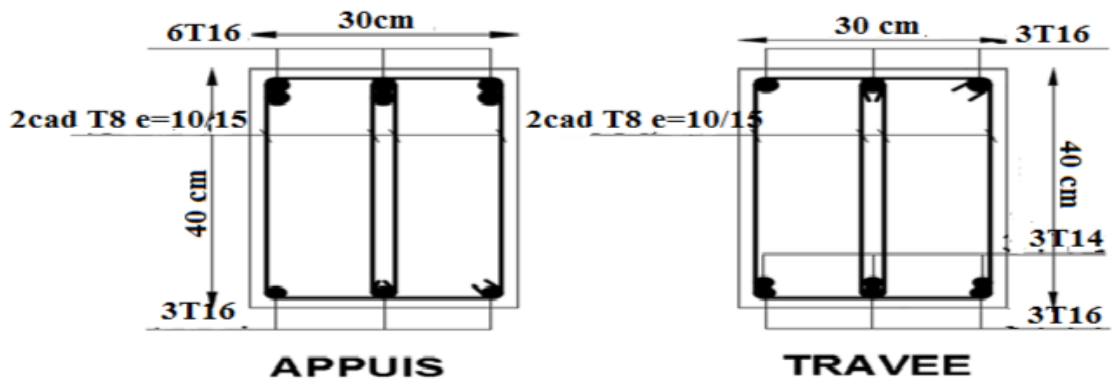
➤ Les poutres porteuses:



2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage

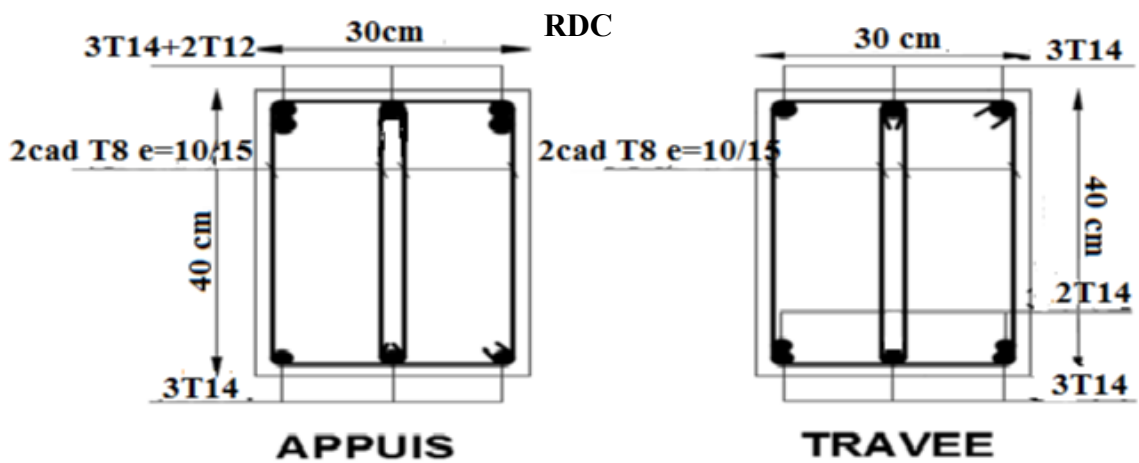


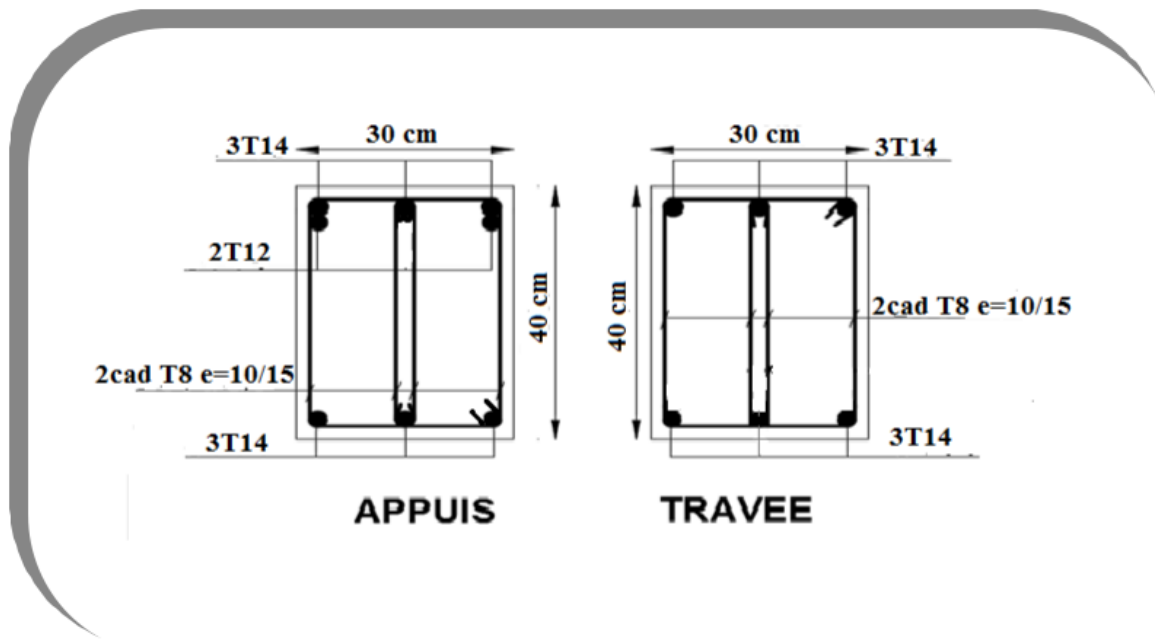




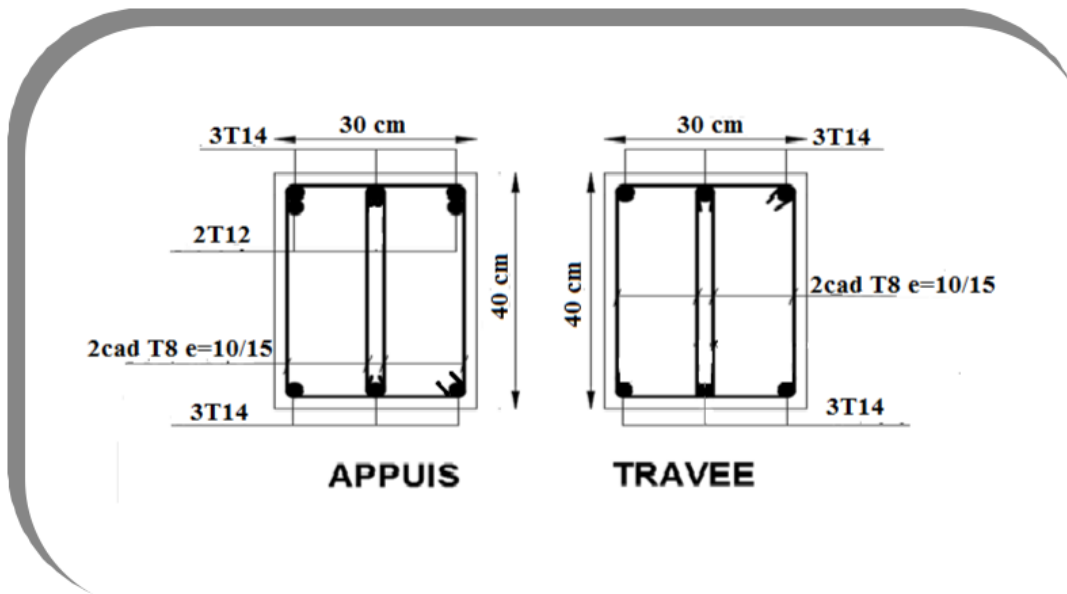
6 et 7<sup>ème</sup> étages

Figure V.2. Ferrailage des poutres porteuses





1, 2, 3, 4 et 5<sup>ème</sup> étages



6 et 7<sup>ème</sup> étages

Figure V.3. Ferrailage des poutres non porteuses

## V.6. FERRAILAGE DES VOILES

### V.6.1. Généralités:

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

### V.6.2. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales:

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

### V.6.3. Rôle de contreventement:

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles : la première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme.

La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée,  $(Nu, Mu)$  et un effort tranchant  $Vu$

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette dernière méthode seront effectuées selon le code American ACI-318-02 (American Concrete Institute), toute en faisant référence aux recommandations des RPA 99 Ver. 2003 ainsi que l’Euro code 8.

**V.6.4. Introduction au ferraillage des voiles:**

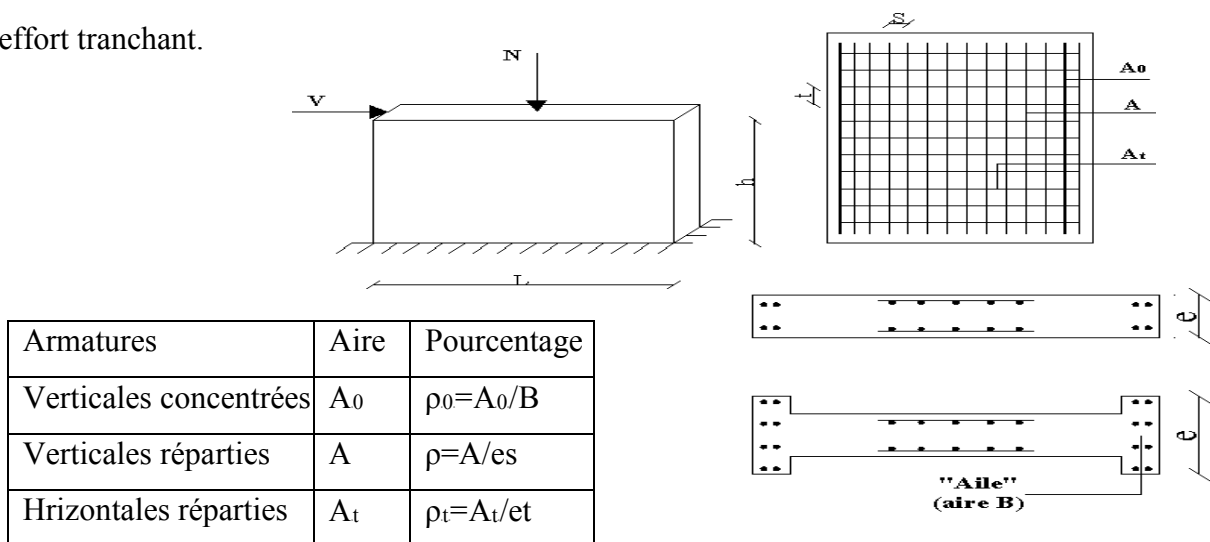
Le modèle le plus simple d’un voile est celui d’une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d’encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D’armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_0$ ) et d’armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D’armatures horizontales, parallèles aux faces du mur, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d’importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d’équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d’organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l’âme horizontale et verticale ont le rôle d’assurer la résistance à l’effort tranchant.



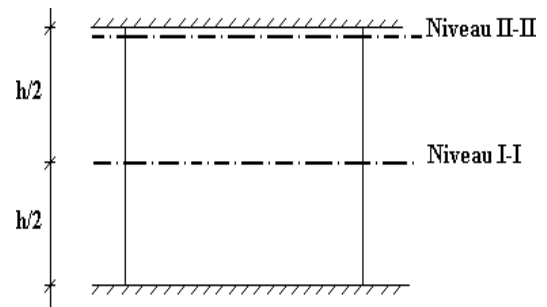
**Figure V.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage**

#### 4. Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage:  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau II-II sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

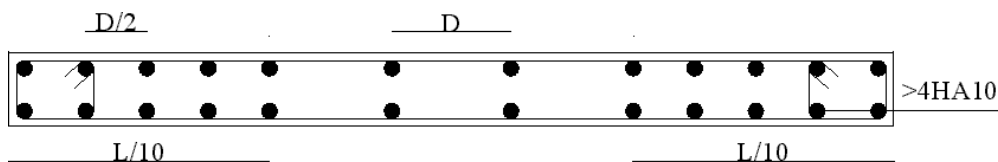
En cas de traction, on négligera le béton tendu.



#### V.7.6.4 Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003):

##### ❖ Aciers verticaux:

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

##### ❖ Aciers horizontaux:

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Règles communes:**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit:
  - Globalement dans la section du voile 0,15%
  - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

$$\text{deux valeurs suivantes : } S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à:
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule:

$$A = \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.6.5. Méthode de ferrailage des voiles:**

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

**1<sup>ere</sup> cas:**

✚ Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$  ..... la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min} = 0,2\%a.l$ )

**2<sup>eme</sup> cas:**

✚ Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  ..... la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

✚ La section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par RPA 2003:

- Si  $A_v \leq A_{\min} = 0,20\%a.l$  on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min} = 0,20\%a.l$  on ferraille avec  $A_v$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimal suivant :

$$A_h = 0,15\%a.l$$

**3<sup>eme</sup> cas:**

✚ Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale:**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 4MPa$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

A : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$  : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,5 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,5 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0,25\% a.1m$$

- **L'espacement** : d'après le RPA 2003  $S \leq (1,5a ; 30\text{cm})$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 $\phi$  Les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- 20 $\phi$  Les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

Couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V \cdot x}{F_e \cdot L}$

**Avec:**  $\bar{V} = 1,4V$  V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile



Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales:**

Les armatures transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carrée, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

**V.6.6. Ferrailage des voiles sous : (0,8G ±E)**

**1. Premier type : voile enL**

**1.1. Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ±E)**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

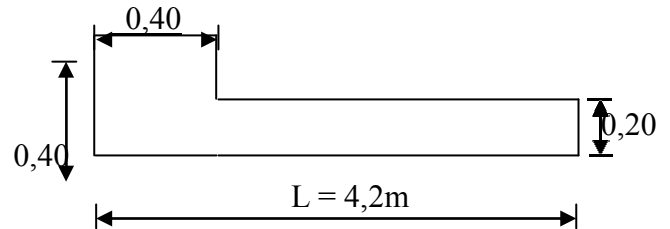


Figure V.5. Vue en plan du voile plein en L.

Avec:

$$A = 0,9200\text{m}^2$$

$$V = 1,856\text{ m}$$

$$V' = 1,644\text{m}$$

$$I = 2.24\text{ m}^4$$

$$w = 180810.81\text{m}^3$$

$$N = 1574,23\text{KN}$$

$$M = 5229,01\text{ KN.m}$$

**Calcul des contraintes:**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{1574,23 + \frac{5229,01 \times 1,856}{2,24}}{0,9200} \right] \times 0,001 = 4.06\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{1574,23 - \frac{5229,01 \times 1,856}{2,24}}{0,9200} \right] \times 0,001 = -2.62\text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ±E)**

$$N = 1306,90 \text{ KN}$$

$$M = 5229,01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \left[ \frac{1306,90 + 5229,01 \times 1,856}{0,9200 \cdot 2,24} \right]$$

$$\sigma_1 = 5,75 \text{ MPa}$$



$$\sigma_1 = 5,75 MPa < \overline{\sigma_b} = 14,78 MPa \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

**1.2. Longueur de la zone tendue:**

$$X = \frac{\sigma_2 L}{\sigma_2 + \sigma_1} = \frac{2,62}{2,62 + 6,04} \times 4,2$$

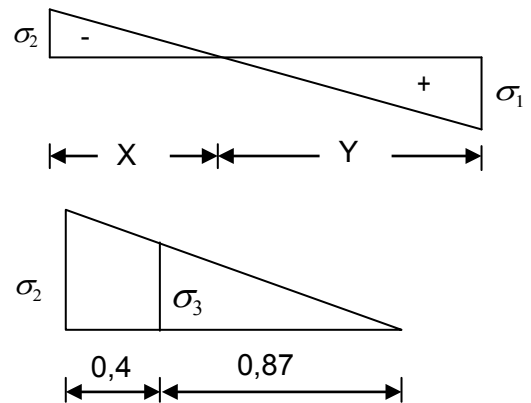
$$X = 1,27 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 4,2 - 1,27 = 2,93 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



**2. Calcul de la contrainte  $\sigma_3$ :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 (X - b)}{X} = \frac{2,62 \times (1,27 - 0,40)}{1,27} = 1,79 MPa$$

✓ **Détermination des armatures verticales:**

**-Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = 352,8 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{352,8 \times 10}{400} = 8,82 \text{ cm}^2$$

**-Tronçon BC :**

$$(X - b).a = 11,79 \times (1,27 - 0,40) \times 0,20 \times 10^3 = 155,73 \text{ KN}$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 8,82 + 3,89$$

$$A_t = 12,71 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de Avj** : On a:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot \bar{V}}{F} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{Fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 414,36 \times 10}{400} \times \frac{1,27}{4,2} = 4,82 \text{ cm}^2$$

✓ **Section total d'armature:**  $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 12,71 + 4,82 = 17,53 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003: (1)

$$A_{Total} = 17,53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 1,27 \times 10^4 = 5,08 \text{ cm}^2 \dots CV$$

**Détermination des armatures horizontales :**

✓ **La contrainte de cisaillement:**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 414,36 \times 10}{20 \times 0,9 \times 420} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003:**

$$\tau_b = 0,77 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_h = 2(8T10) = 12,56 \text{ cm}^2$        $S_h = 25 \text{ cm}$

**N.B :** Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur X.

■ **Ferrailage de la 2<sup>eme</sup> partie:**

$$F = \frac{1}{3} \cdot a \cdot X = \frac{1}{2} \times 2,62 \times 0,20 \times 1,27 \times 10^3 = 332,74 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_3}{f} = \frac{332,74 \times 10}{400} =$$

**Calcul d' $A_{vj}$  :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L} \quad A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 232 \times 10}{400} \times \frac{0,88}{3,4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature:**

$$A_{Total} = A_{V3} + A_{vj} = 8,32 + 4,82 = 13,14 \text{ cm}^2$$

**D'après le RPA 2003: (1)**

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot X = 0,2\% \cdot 0,20 \times 1,27 \times 10^4 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} = 13,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **L'espacement:**

▪

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature :**

**Le poteau :** on prend  $A_p = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$ .

$$\text{La zonevoile: } \begin{cases} A_{v_{poteau}} = 2(3T14) = 9,24 \text{ cm}^2 \\ A_{v_{Extrimit}} = 2(3T14) = 9,24 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad S_v = 10 \text{ cm.}$$

**La zone courante:**  $A_c = 2(10T14) = 30,79 \text{ cm}^2$ .  $S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y-X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,93 - 1,27) \times 10^4 = 6,64 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots (C)$$

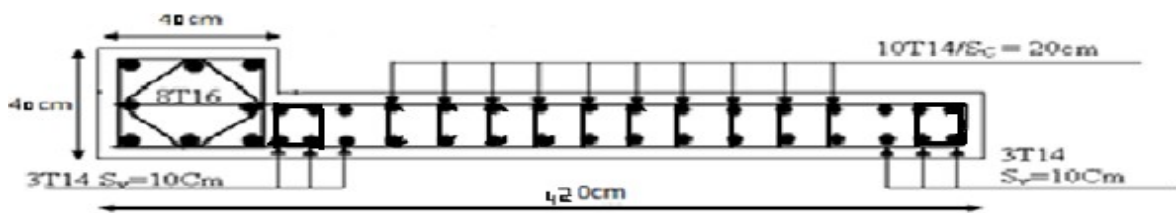


Figure V.6. Coupe transversale à la base du voile en L montrant la disposition des armatures verticales et transversales.

#### V.6.6.1 : 2<sup>ème</sup> Type : Voile pleine en U : (AxeD)

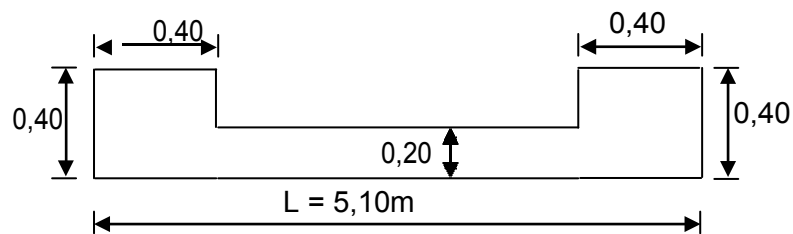


Figure V.7 : Vue en plan du voile plein en U

$$A = 1,18 \text{ m}^2$$

$$V = 2,55 \text{ m}$$

$$V' = 2,55 \text{ m}$$

$$I = 0,690 \text{ m}^4$$

$$N = 2204,54 \text{ KN}$$

$$M = 7125,43 \text{ KN.m}$$

$$T = 915,01 \text{ KN}$$

**Calcul des contraintes:**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{2204,54 + 7125,43^*}{1,18 + 6,90} \right] 10^{-3} = 4,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{2204,54 - 7125,43 \times 2,5}{1,18 + 6,90} \right] 10^{-3} = -7,65 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent  $\longrightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ±E)**

$N = 2636,79 \text{ KN}$

$M = 7823,74 \text{ KN}$

$\sigma_1 = 5,12 \text{ MPa} < \sigma_b = 14,78 \text{ MPa}$  .....condition vérifier.

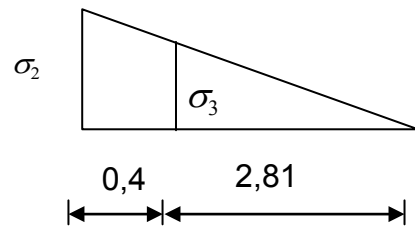
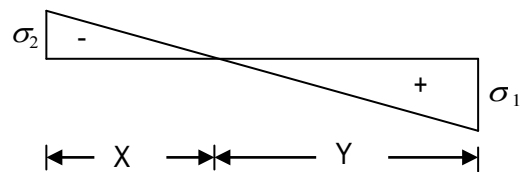
✓ **Longueur de la zone tendue:**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + 2} l = \frac{7,65}{4,50 + 7,65} \times 5,10 = 3,21 \text{ m}$$

$Y = L - X = 5,10 - 3,21 = 1,89 \text{ m}$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.





✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$ :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 (X - b)}{X} = \frac{-7,65 \times (3,21 - 0,40)}{3,21} = -6,70 \text{ MPa}$$

**Détermination des armatures verticales :**

- **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1148 \times 10}{400} = 28,7 \text{ cm}^2$$

- **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 6,70 \times (3,21 - 0,40) \times 0,20 \times 10^3 = 1882,7 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{1882,7 \times 10}{400} = 47,07 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 28,7 + 47,07$$

$$A_t = 75,77 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $A_{vj}$  :**

On a:

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 232 \times 10}{400} \times \frac{0,88}{3,4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 12,71 \text{ cm}^2$$

✓ **Section total d'armature:**  $A_{Total} = A_t \sum_{vj} = 85,77 + 12,71 = 88,48 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003: (1)

$$A_{Total} = 88,48 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 3,21 \times 10 = 12,84 \text{ cm}^2$$

**Détermination des armatures horizontales:**

✓ **La contrainte de cisaillement:**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9 \cdot L} = \frac{1,4 \times 524,40 \times 10}{20 \times 0,9 \times 510} = 0,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003:**

$$\tau_b = 0,8 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1 \text{ m} = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_h = 2(8T10) = 12,56 \text{ cm}^2$  ;  $S_h = 25 \text{ cm}$

**L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

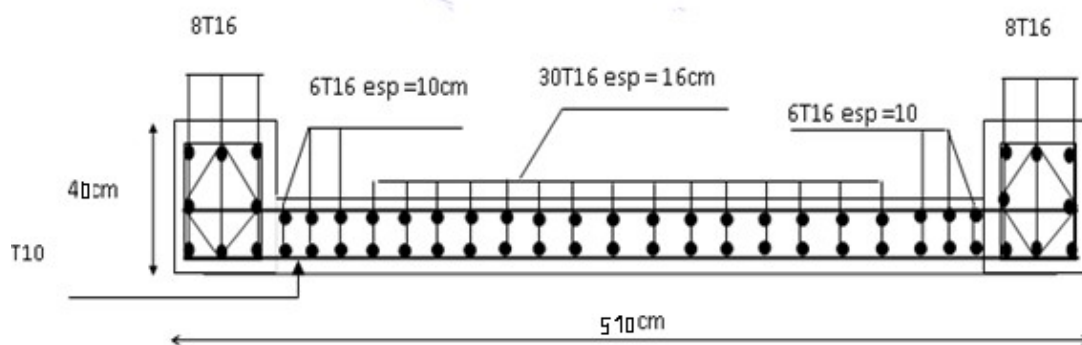
**Choix d'armature :**

**Les poteaux :**  $8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$

**La zone poteau voile :**  $2(3T16) = 12,06 \text{ cm}^2$  ;  $S_v = 10 \text{ cm}$ .

**La zone courante :**  $2(15T16) = 60,32 \text{ cm}^2$  ;  $S_c = 16 \text{ cm}$

**N.B :** Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.



**Figure V.8:** Schéma de ferraillage

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

### V. 7 : Caractéristiques et ferrailage des voiles :

#### 1. Caractéristiques et efforts :

**Tableau. V.27:** Tableau de Caractéristiques et ferrailage des voiles :

Voile	L (m)	V (m)	V'(m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A m <sup>2</sup>	I m <sup>4</sup>
<b>VL1 axe A en U</b>	3,60	1,8	1,8	1245,65	1371,56	923,38	0,512	0,84
<b>VL2 Axe D en U</b>	2,00	1,00	1,00	1050,24	1235,87	736,17	0,256	0,56
<b>VL3 Axe A en L</b>	3,60	1,8	0,98	550,25	786,23	476,34	0,512	0,22
<b>VL4 Axe F en L</b>	5,10	2,55	1,64	1130,43	5427,77	536,12	0,752	0,58

Voile	X (m)	$\sigma_1$ MPa	$\sigma_2$ MPa	$\sigma_3$ MPa	A <sub>min</sub> RP A	A <sub>Calcul</sub>	A <sub>vj</sub>	A <sub>Tot</sub> = A <sub>cal</sub> +A <sub>vj</sub>	A <sub>adopté</sub>
VL1 Axe A enU	0,31	5,37	-0,506	0,15	6,16	A <sub>G</sub> = 31,9	13,9 1	A <sub>G</sub> = 45,81	A <sub>P</sub> = 8T16 A <sub>V</sub> - P=2(3T16) A <sub>C</sub> =2(15T16)
						A <sub>D</sub> = 5,08		A <sub>D</sub> = 18,99	
VL2 Axe D enL	0,46	6,31	1,89	0,25	4,2	A <sub>G</sub> = 32,63	6,12	A <sub>G</sub> = 38,75	A <sub>P</sub> = 8T16 A <sub>V</sub> -P= 2(2T14) A <sub>V</sub> - Ex=2(2T14) A <sub>C</sub> = 2(19T14)
						A <sub>D</sub> = 24,43		A <sub>D</sub> = 30,55	
VL3 Axe A enU	1,5	7,50	-5,36	-3,93	3,98	A <sub>G</sub> =2,06	2,57	A <sub>G</sub> = 7,74	A <sub>P</sub> = 8T14 A <sub>V</sub> - P=2(2T10) A <sub>C</sub> =2(8T10)
						A <sub>D</sub> = 2,06		A <sub>D</sub> = 7,74	
VL4 Axe F enL	2,39	2,54	-2,24	-1,86	3,44	A <sub>G</sub> = 19,06	5,75	A <sub>G</sub> = 24,81	A <sub>P</sub> = 8T14 A <sub>V</sub> -P= 2(2T12) A <sub>V</sub> - Ex=2(2T12) A <sub>C</sub> = 2(11T12)
						A <sub>D</sub> = 15,67		A <sub>D</sub> = 21,42	

### VI.1. Introduction

La fondation EST la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise.

Elle Supporte les charges transmises par la superstructure, de façon à assurer sa stabilité.

### VI.2. Différents types des fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyés sur une couches résistante ou flotter dans un terrain peu résistant; On mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage.

### VI.3. Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir:

- Nature du sol
- Nature de l'ouvrage

### VI.4. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante:  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec:

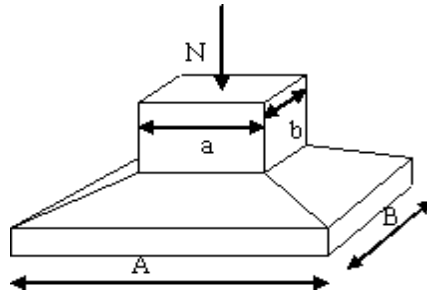
$\Sigma R_{sol}$ : Contrainte du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

S: Surface de la fondation.

**VI.5. Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.



**Figure VI.1:**Dimensions de la semelle isolée.

$$S = a \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

✚ Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

Avec:

A, B: dimensions de la semelle

A, b: dimensions du poteau

✚ Pour les poteaux carrés

$$a=b \text{ Donc } A=B \Rightarrow S=A^2$$

$$A = \sqrt{S} \quad ; \quad \sigma_{sol}=2,00\text{bars}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

**VI.6. Pré dimensionnement de semelles isolées :****Semelle centrale :**

$$a=75 \text{ cm et } b=55 \text{ cm}$$

$$N=5405.06 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol}=2.0 \text{ bars}$$

Avec : (a et b) dimensions de poteau

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{A.B} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A.B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) . B$$

$$\text{Donc : } A = \left(\frac{75}{55}\right) . B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{55}{75} \times \frac{540506}{1.4}} = 532.09 \text{ cm}$$

On prend : B=540 cm → A= 750 cm

✓ **Semelle de rive**

$$N = 5801.23 \text{ KN}$$

$$B \geq 551.25 \text{ cm}$$

On prend : B= 555 cm → A= 760 cm

✓ **Semelle d'angle :**

✓

$$N = 5405.06 \text{ KN}$$

$$B \geq 532.09 \text{ cm}$$

On prend : B= 540 cm    A= 740 cm

**Conclusion:**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VI.6. Semelles filantes :**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que:

$$N = \sum N_i \text{ de chaque file de poteaux.}$$

$$S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle

L: Longueur de la file considérée

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.2:** Sections des semelles filantes.

**Sens x-x**

Files	N (kN)	S (m <sup>2</sup> )	L (m)	B (m)	B <sup>choisire</sup> (m)
A	21522.34	107.38	24.8	4.33	4.50
B	18643	93	24.8	3.75	4.00
C	15452.11	77.12	24.8	3.11	3.50
D	4901.6	26.45	6.8	3.89	4.00
E	12146.63	60.63	16.3	3.72	4.00
F	14143.7	70.57	16.3	4.33	4.50

**Sens y-y**

Files	N (kN)	S (m <sup>2</sup> )	L (m)	B (m)	B <sup>choisire</sup> (m)
1	10286.2	51.39	8.8	5.84	6.00
2	13655.6	68.22	16.4	4.16	4.50
3	13389.49	66.91	16.4	4.08	4.50
4	6328.51	31.68	8.8	3.60	4.00
5	16764	83.8	16.4	5.11	5.50
6	13578.22	67.38	16.4	4.13	4.50
7	6384.51	31.85	8.8	3.62	4.00

**Remarque :**

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

( $S_s / S_b < 50\%$ ).

Surface totale des semelles = 435.15m<sup>2</sup> (S<sub>s</sub>).

Surface total du bâtiment = 342,12 m<sup>2</sup> (S<sub>b</sub>).

**Vérification:**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{435,15}{342,12} = 1.27$$

$$\frac{S_s}{S_b} > 50\%$$



La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2- La réduction des tassements différentiels.
- 3- La facilité d'exécution

## VI.7 : Radier général :

### 1. Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus ( nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

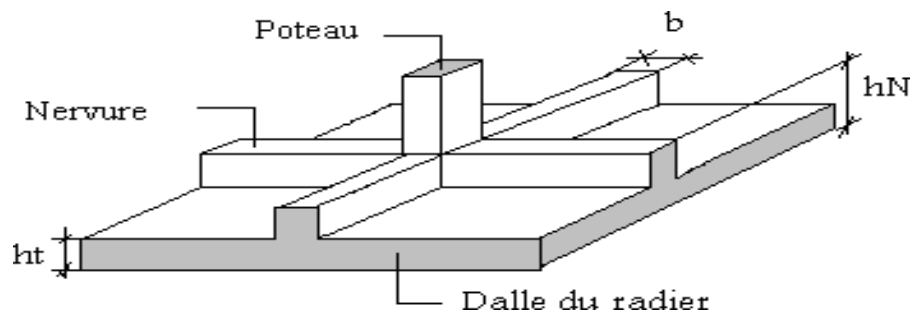


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

### 2. Surface Nécessaire :

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

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

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 3141.29kN \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve:  $S \geq 332,051 \text{ m}^2$ .

Avec la surface du radier  $S_{\text{Radier}} = 342,12 \text{ m}^2$ .

### VI.7.1. Pré dimensionnement du radier :

#### Dalle :

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

#### a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

$L_{\max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 3,80 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 19,5 \text{ cm}$$

Alors

On prend :  $h = 25 \text{ cm}$ . pour l'épaisseur de la dalle

#### Nervure :

### 1. La hauteur de nervure

#### a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 3,80 \text{ m}$

$$\Rightarrow 19,50 \text{ cm} < h_{N1} < 38 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 40 \text{ cm}$$

#### b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec :

$L_e$ : longueur élastique (m).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3 = 40 \text{ MPa}$  (cas d'un sol moyen);

$E$  : module d'élasticité du béton : ( $E=32164,20 \text{ MPa}$ ).

$b$  : largeur de radier par bande d'un mètre ( $b=1 \text{ m}$ ).

$I$ : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux :  $3,80 \text{ m}$

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,537 \text{ m}$$

On prend :  $h_{N2} = 55 \text{ cm}$

A partir de deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1}; h_{N2}) = \max (0,55 ; 0,30) \text{ m}$$

On prend :  $h = 0.55 \text{ m}$ .

## 2. Largeur de la nervure

### b. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$$

Donc

$b = 45\text{cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y)

### ✚ Conclusion

$h_n = 55\text{ cm}$

$b = 45\text{ cm}$  dans le sens x-x

$b = 45\text{ cm}$  dans le sens yy

### ✚ Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 25\text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 55\text{cm} \\ b = 45\text{cm} \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 45\text{cm} \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

### 3. Caractéristiques géométriques du radier:

#### A- Position du centre de gravité:

$x_G = 10,8\text{ m}$

$y_G = 9,12\text{m}$

#### B- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 5506,58\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 12901,58\text{ m}^4$$

#### VI.2.3.4. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :

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

Le rapport  $\frac{M_s}{M_r}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_r} > 1,5 \right)$

Avec:

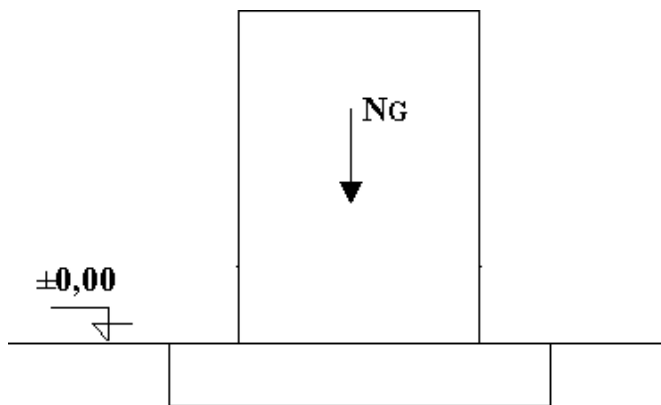
$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.  $M_R$ :

Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec:  $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.  $h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.



**Figure VI.3** : Schéma statique du bâtiment.

**Sens x-x:**

$$\sum M_0 = 57382,14 \text{ kNm}; h = 0,4 \text{ m.}$$

$$V_0 = 3452,22 \text{ KN.}$$

Donc:

$$M_R = 57382,14 + 3452,22 * 0,4 = 58763,03 \text{ kNm.}$$

**Calcul de  $M_S$  :**

$$N = N_G + N_Q$$

Avec:

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

$$N_Q = N_{Q1} + N_{Q2}$$

$N_{G1}$ : Poids propre de la superstructure.

$N_{G2}$ : Poids propre du radier.

$N_{Q1}$ : Poids de la surcharge d'exploitation de la superstructure.

On a:  $N_{G1} = 20578,5 \text{ kN}$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 8553 \text{ KN.}$$

$$N_{Q1} = 20578,5 \text{ KN}$$

Donc:

$$N=209542.23\text{kN}$$

$$M_s=N.x_G=1898452,23\text{kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7,45 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Sens y-y:**

$$\sum M_0=64533,22 \text{ KN m}$$

$$V_0= 3348,57 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc: } M_R=65872,65 \text{ KN m}$$

$$M_s=N.y_G=1538039,96 \text{ KN m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,38 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Conclusion:**

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

#### VI .7.2. CALCUL DES CONTRAINTES :

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.\text{bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

##### a. Sollicitation du premier genre:

à l'ELS:

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{34263,25}{342,12} = 99,12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

##### b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$ ;  $\sigma_2$ )

Avec :

On vérifier que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.

$$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \sigma \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}(1)$$

**ELU:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 56925,84 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

**Tableau VI .3:** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) \text{ (KN/m}^2\text{)}$
<b>Sens x-x</b>	125,19	118,86	122,025
<b>Sens y-y</b>	124,52	121,44	122,98
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma$

**ELS:**

$$N_{ser} = 34263,25 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$



Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right)$ (KN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	100,827	95,587	99,517
Sens y-y	99,249	97,165	98,728
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < \sigma_L 1,33 \sigma_{sol}$

**Conclusion:**

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

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivante:

**ELU:**

$$\sigma_u = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 134,79 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**ELS:**

$$\sigma_{ser} = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 99,517 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**VI .7.3. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures, il est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

### a. Ferrailage de la dalle du radier:

#### a.1. Méthode de calcul [BAEL 91] :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

#### Panneau de rive:

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,85M_x$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appui)}$$

#### Panneau intermédiaire:

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,75M_x$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$

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

**A.2. Valeur de la pression sous radier:**

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 134,8 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 99,52 \text{ kN/m}$$

**A.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu=0$ )**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

**Remarque :**

Pour faciliter le calcul des dalles qui ont une forme irrégulière on les majore sous formes rectangulaires.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau VI .5:** Calcul des moments à l'ELU.

P	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)	$M_a^{nive}$ (kNm)
P	4,70	3,60	1,30	0,0608	0,5174	99,5	61,95	52,66	32,67	27,77	30,98	18,60

**VI .6:** Calcul des moments à l'ELS.

Pn	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)	$M_a^{nive}$ (kNm)
P <sub>4</sub>	3,70	4,25	0,87	0,055	0,6135	135,8	86,34	64,76	52,97	45,03	43,17	25,90

**A .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $\nu=0,2$ ):**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**A.5. Calcul du ferrailage:**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$   
 $d=0,9h=36\text{cm}$

**Tableau VI .7. : Ferrailage des panneaux du radier.**

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$M$	$A$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{sup}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	188,62	0,0337	0,0429	61,92	8,8	5T16	10,05	18
	y-y	101,35	0,0182	0,023	62,42	4,71	5T16	10,05	18
Appui	x-x	11,44	0,0198	0,025	62,37	5,14	5T16	10,05	18

#### Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(210\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S = \frac{100 - 8}{5} = 18,4\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte  $S_t=18\text{ cm}$

$$S_t = \frac{100 - 8}{5} = 18,4\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

Sens y-y :

5

On prend  $S_t=18\text{ cm}$

#### VI .2.3.6.Vérifications nécessaires :

##### 1. Condition de non fragilité:

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,61\text{ cm}^2 < 10,05\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

## Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI .8 : Vérification des contraintes.

	sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	197,149	12,57	17,65	965835,03	2,35	15	195,2	201,6	OK
	y-y	74,58	12,57	17,65	965835,03	1,38	15	193,2	201,6	OK
Appuis	x-x	115,97	8,42	17,65	965835,03	1,5	15	181,4	201,6	OK
	y-y									

## VI.2.3.6. Ferrailage des nervures :

## ✚ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

## ✚ Calcul des armatures :

**b =45cm ; h=90cm ; d=81cm**

## • Sens (x-x) :

Tableau VI .9 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

	M <sub>u</sub> (kNm)	M	A	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>sup</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	197,149	0,126	0,169	45,15	31,03	4T16+4T12	12,57
Appuis	115,97	0,074	0,096	47,58	16,59	4T16+2T12	8,42

## • Sens (y-y) :

Tableau VI .10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	M <sub>u</sub> (kNm)	M	A	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>sup</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	197,149	0,126	0,169	45,15	31,03	4T16+4T12	12,57
Appuis	115,97	0,074	0,096	47,58	16,59	4T16+2T12	8,42

**VI .2.3.7. Vérifications nécessaires :**

**✚ Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347cm^2 < 18,47cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**✚ Vérification des contraintes à l'ELS:**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	494,13	12,57	12,47	7,6	15	195,2	201,6	OK
	y-y	274,81	12,57	12,47	8,7	15	193,2	201,6	OK
<b>Appuis</b>	x-x	288,1	8,42	18,54	5,2	15	177,3	201,6	OK
	y-y	135,67	8,42	8,42	6,0	15	181,4	201,6	OK

**1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \tau_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Calculde  $T^{MAX}$ :

Travée AB :

$$T_w = \frac{135,8 \times 5,25}{2} + \frac{394,49 - 93,57}{5,25} = 442,8 \cdot 10^3$$

$$T_e = -308,16 \text{ KN.}$$

Travée BC:

$$T_w = 244,90 \text{ kN}$$

$$T_e = -383,86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{442,8 \cdot 10^3}{500 \times 720} = 1,23 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

**VI .2.3.8. Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau v_u}{2} ; 0,4\text{MPa} \right)$$

• **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 = 0,15\text{cm}$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi \leq \text{Min} \left( \frac{H}{35} ; \frac{b'}{10} \right) = 2,29\text{cm}$$

$f_e=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=1,30\text{ MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $b=40\text{cm}$  ;  $d=72\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2,25\text{cm}^2$$

On prend : 6T8=3,02cm<sup>2</sup>

Tableau .VI.12. Espacement des armatures transversales.

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> RPA99 [cm]	S <sub>t</sub> BAEL91 [cm]	S <sub>t</sub> choisit [cm]
Nervure Sens x-x	45 × 55	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	45 × 55	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15

**Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_s f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,37 MPa > 0,40 MPa ..... Vérifié.
- Zone nodale 2,28 MPa > 0,40 MPa ..... Vérifié.

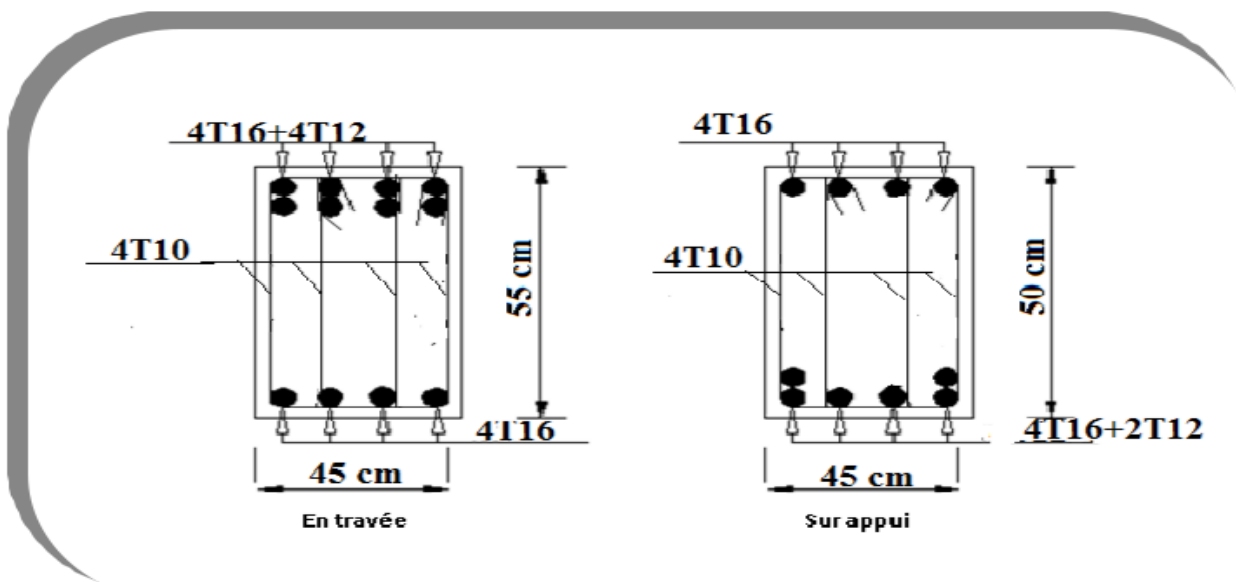


Figure VI .6: Ferrailage des nervures du sens x-x. y-y.



- **Armature de panneaux :**

$$A \geq 0,2\%b_0 \cdot h = 3,24cm$$

On prend :  $A = 4T14+2T12=8,41cm^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_u = 1015,62kN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1015,62}{45 \times 72} = 0,31MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,84MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots(CV)$$

- **Les armatures transversales :**

On prend :  $\phi_t = 8mm$

- **L'espace :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{0,8A_t F_e}{b_0 \tau_t}; 0,9d; 40cm \right)$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 1,16 - 0,3 f_{t28} = 0,53MPa$$

$$S_t \leq \min(26,96; 72,9; 40cm) = 26,97cm \Rightarrow S_t = 20cm$$

### VI.8. Voile périphérique :

Le voile périphérique est un mur en BA qui entoure tout le bâtiment (boite de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble, On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts, Il se comporte comme un

mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction.

#### - Dimensionnement du voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur supérieur ou égale à 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On prend une épaisseur de 20 cm (même épaisseur du voile de contreventement).

#### - Calcul de la section d'armature

##### ✚ Verticales :

$$A_v = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_v = 5T10/ml = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e_v = 20 \text{ cm}$

##### ✚ Horizontales :

$$A_h = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_h = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e_h = 20 \text{ cm}$

#### VI.3.1. Schéma ferrailage:

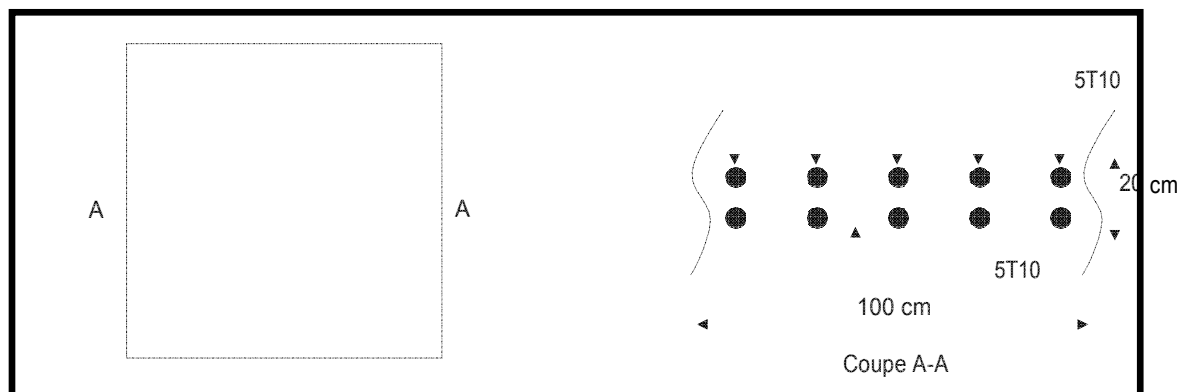


Figure .VI.7. : Ferrailage de voile périphérique

**VI.9. Calcul de la longrine :**

D'après (RPA99version 2003) Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalant tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

**VI.9.1 : Dimensionnement de la longrine :**

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de (30x30) cm<sup>2</sup>

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

$\alpha$  : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone III et un site de catégories S4 on a 12)

$$N_{U_{Sap}} = 44956,5kN$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{44956,5}{12} = 3746,375kN \geq 20kN \dots\dots\dots C.V$$

**VI.9.2 : Ferrailage de la longrine :**

- **Etat limite ultime de résistance :**

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \longrightarrow A = \frac{F}{\sigma} = \frac{5619,56}{348 \times 10^{-1}} = 5,30cm^2$$

- **Condition de non fragilité :** .....( B.A.BAEL91 modifié 99.)

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 cm^2$$

- **Condition exigée par RPA99 :** ..... (RPA99 version 2003 )

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A = 6\text{T}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de Service :**

$$N_s = 1619,66 \text{ kN}$$

$$F = 134,97 \text{ kN}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** .....(BAEL91 modifié 99.)

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\overline{\sigma}_s} = \frac{134,97}{201,63 \times 10^{-1}} = 6,69 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

**- Armatures transversales:**

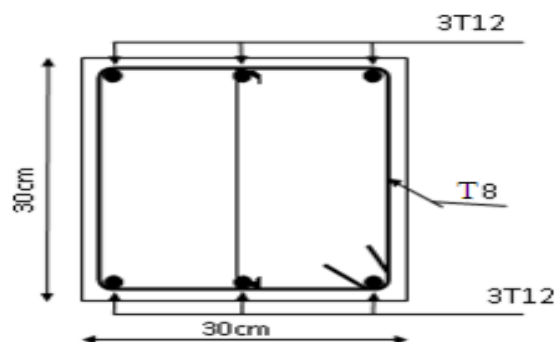
On prend un diamètre de T8 pour les cadres.

**- Espacement minimal :**

$$S_t \leq \min(20, 15 \times \phi_t) \text{ cm} \leq \min(20, 18) \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**VI.9.3. Schéma de ferrailage**



**Figure VI. 8.** Ferrailage de la longrine.

### Conclusion :

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à logiciel performant de calcul, à savoir le *ETABSE*
- Grâce au logiciel *ETABSE* l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation ( $\beta Q$ ) à inclure comme étant une masse additionnelle.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la *1<sup>ère</sup>* étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations. Les caractéristiques propres reflètent le modèle analysé, sans plus.

L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence importante (dominante) des modes verticaux et des modes de torsion.

Il est indéniable que l'analyse sismique consiste une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Il est clair que lors de l'analyse tri dimensionnelle d'une structure (irrégulière ou régulière) en vu de sa conception parasismique on doit considérer l'effet de chargements additionnels dus à la torsion accidentelle. Dans le présent mémoire, la structure a été soumise à des moments de torsion additionnels (accidentels) statiques. Les déplacements ( $\Delta_M$ ) résultants ont été ajoutés à ceux résultants des charges  $G$ ,  $Q$  et  $E$ . Le cumul suscite a été fait uniquement pour les déplacements latéraux inter étages ; En réalité il aurait fallu le faire

---

même pour les efforts utilisés dans le ferrailage des éléments résistants ainsi que pour le calcul de la fondation.

- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée (*I*) basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *ETABSE*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

# RÉFÉRENCES

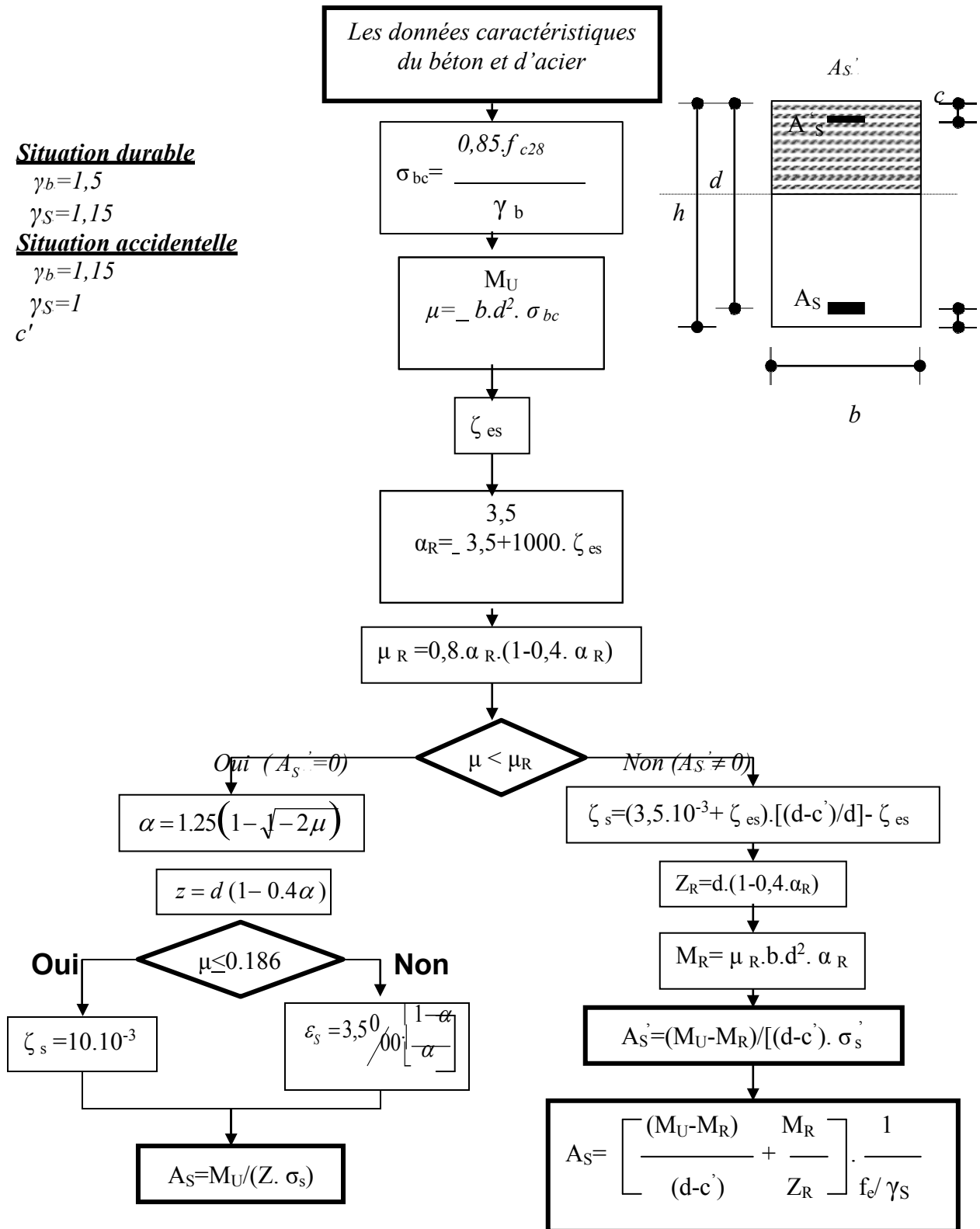
1. Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 ;(Document technique).
2. BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre Mougin ,deuxième Edition  
eyrolles 2000
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93



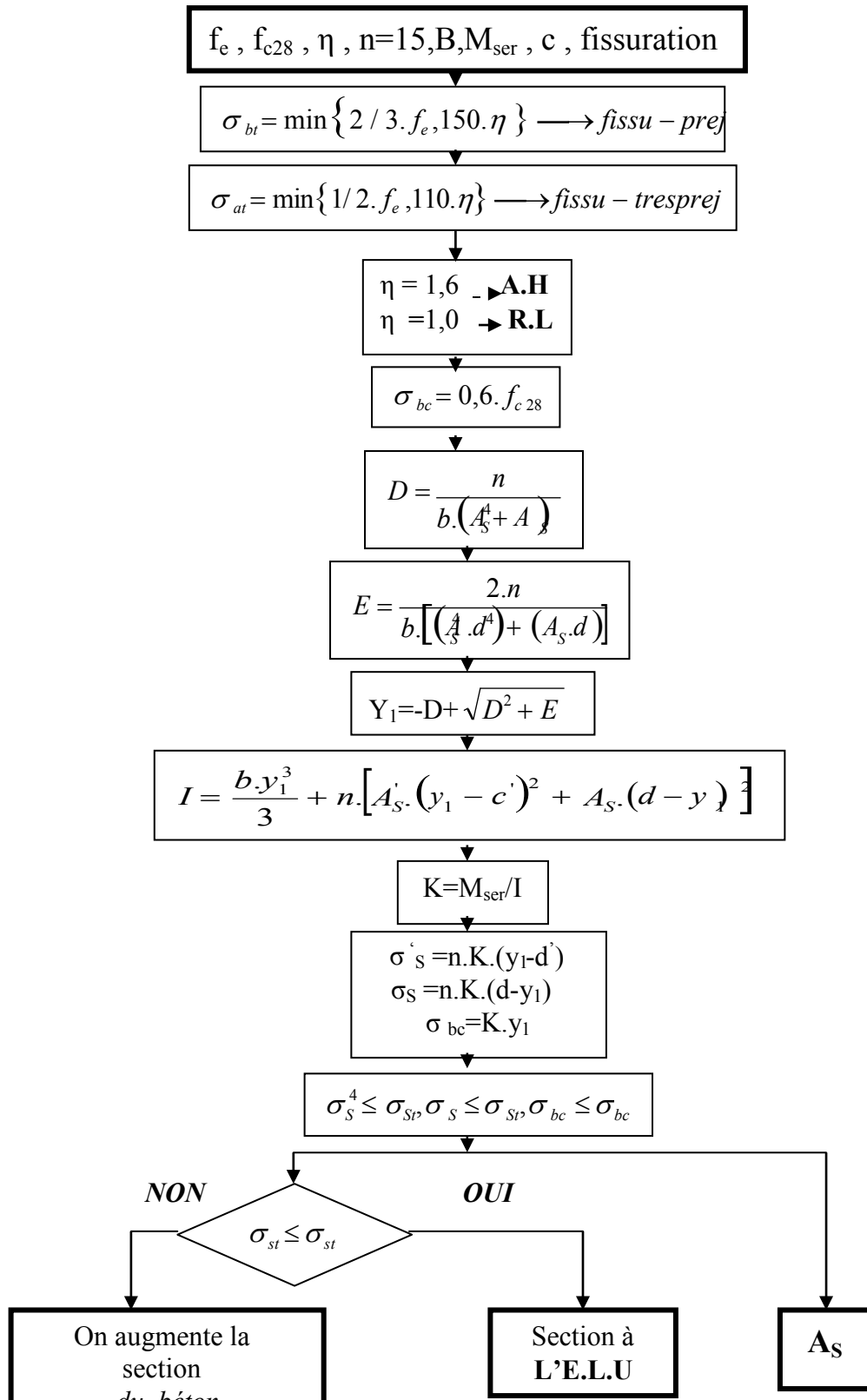
Figure 01. Carte de zonage sismique.



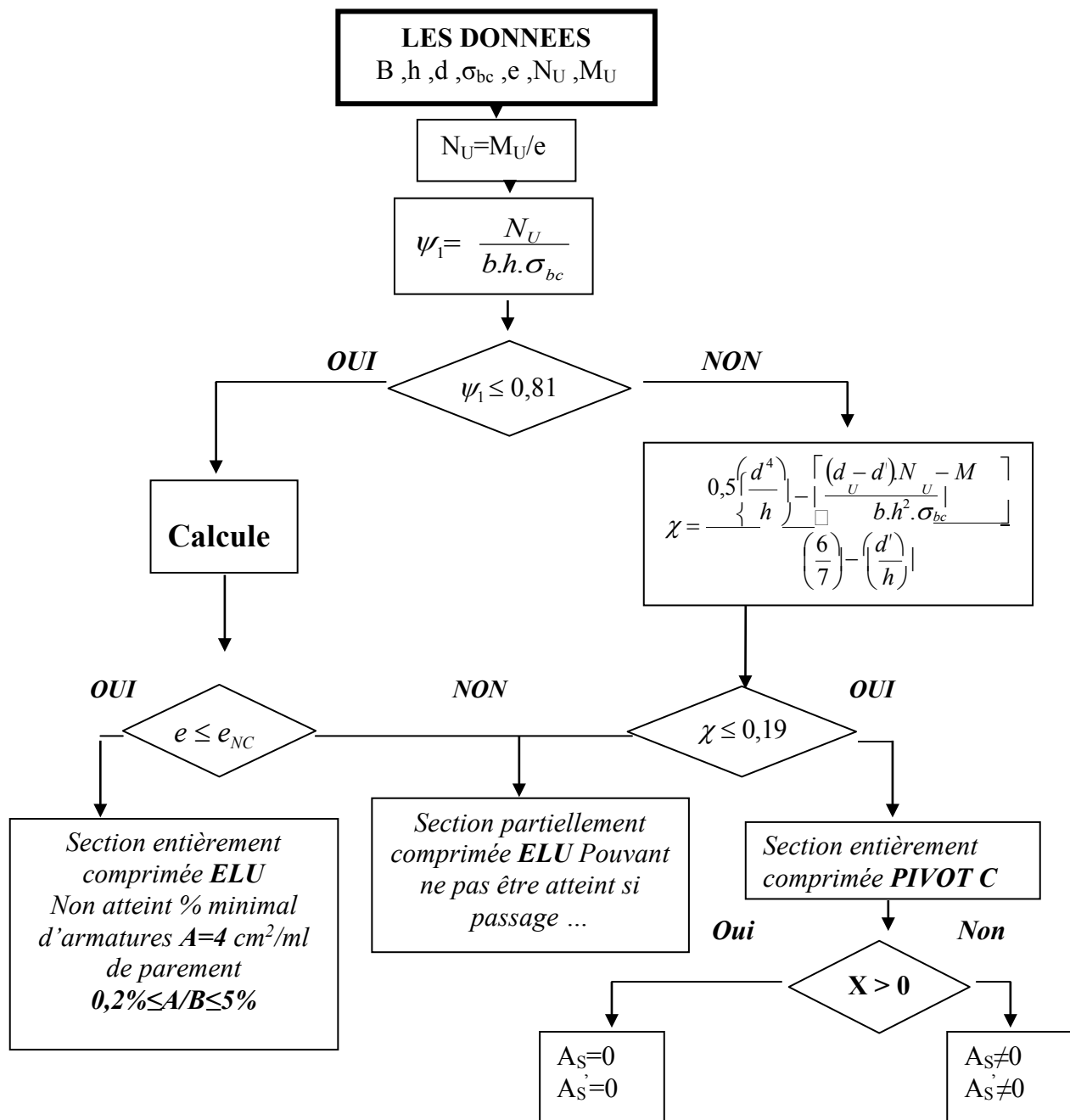
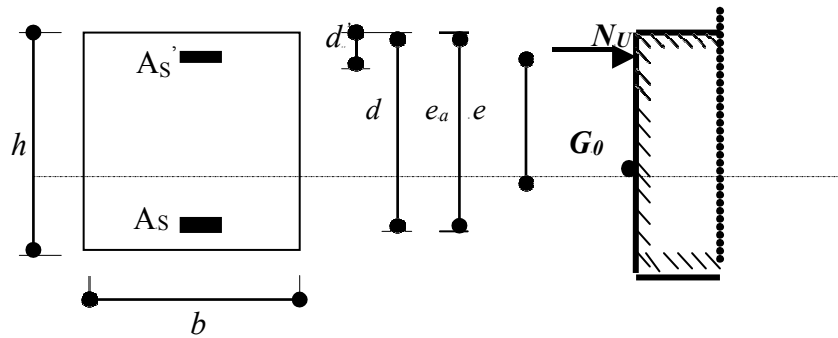
**ORGANIGRAMME -I-**  
**SECTION RECTANGULAIRE**  
**A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



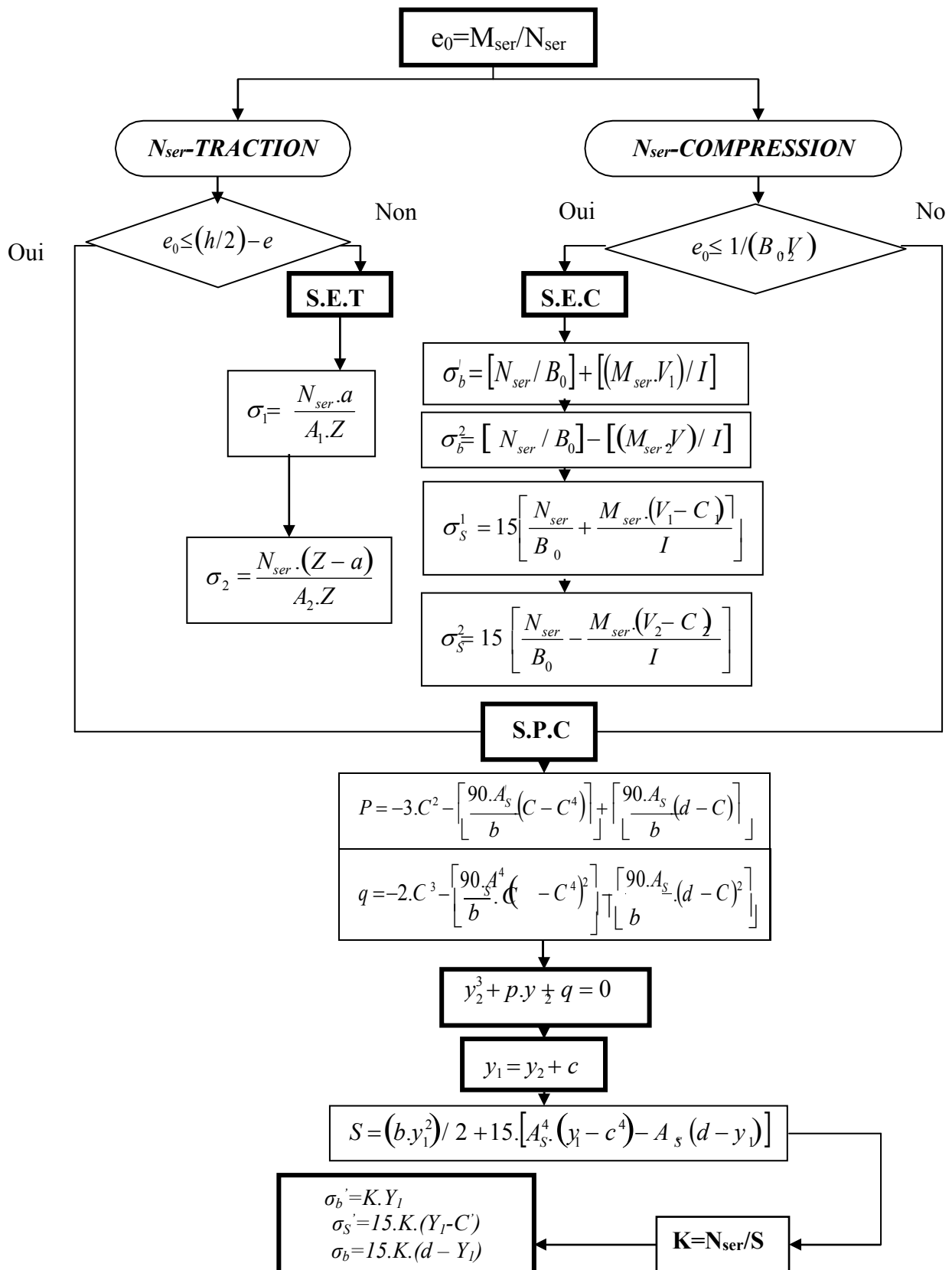
**ORGANIGRAMME -II-**  
**VERIFICATION D'UNE SECTION**  
**RECTANGULAIRE A -L'ELU-**



**ORGANIGRAMME -III-**  
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME-IV-**  
**FLEXION COMPOSEE A L'ELS**



**TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES**  
**Section en "cm<sup>2</sup>", diamètre  $\phi$  en "mm"**

$\phi$	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33