

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Référence :...../ 2020



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع:...../ 2020

## Mémoire de Master

Spécialité : GENIE CIVIL

Option : STRUCTURE

### Thème :

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage  
d'habitation implanté à Annaba une  
zone de moyenne sismicité

Etudiant :

- Sakeur Yassmine

Encadreur :

- Dr. Gadri Karima

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2020



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع...../2020

## Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

# Etude d'un bâtiment R+9 usage d'habitation contreventement mixte

Nom et Prénom de l'étudiant :  
BENMALEK Abdelatif

Encadreur : Pr. MELLAS Mekki

Année universitaire : 2019 – 2020

## *Remerciements*

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions notre encadreur **Mekki Mellas** dont l'aide et les conseils nous furent d'un grand secours lors l'élaboration de ce travail.

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Sans oublier bien entendu tous les enseignants qui nous ont aidé tout au long de ce parcours avec leur savoir, leur science et leurs encouragements.

Nous remercions tous ceux qui de près ou de loin, directement ou indirectement, nous ont apporté conseils, assistance et soutien.

## *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protèges et les gardes.

Mes frères et Mes sœurs

Enfin je ne pouvais terminer sans citer mes amis et tout mes camarades de la promotion 2019, mes fidèles compagnons de route.

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+9) implantée à Bordj Bou Arreridj qui est classée comme une zone à moyenne sismicité IIa. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Robot. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

**Mots clés :** Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres et voiles.

## المخلص

يهدف هذا المشروع الي دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من (طابق ارضي + 9 طوابق) الواقعة في ولاية بوج بوعريريج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل في 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمومية والافقية مضمونة بواسطة العارضات الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة، الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج Robot، تحديد أبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر وأخيرا تم اجراء دراسة لبناء البنية التحتية عن طريق حساب الاساسات.

**الكلمات المفتاحية:** الخرسانة المسلحة، عناصر مقاومة، جدران خرسانية، دراسة ديناميكية ومقاومة الزلازل.

## Liste de figures

<i>Fig.I.1.Vue en plan et en élévation du bâtiment étudié</i>	16
<i>Fig.I.2.Evolution de la résistance <math>f_{cj}</math> en fonction de l'âge du béton</i>	19
<i>Fig.I.3.Evolution de la résistance à la traction <math>f_{tj}</math> en fonction de celle à la compression <math>f_{cj}</math></i>	19
<i>Fig.I.4.Evolution du module de Young différée <math>E_{vj}</math> en fonction de la résistance</i>	20
<i>Fig.I.5.Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU</i>	21
<i>Fig.I.6.Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS</i>	21
<i>Fig.I.7.Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU</i>	23
<i>Fig.II.1.Schéma de poutrelle</i>	25
<i>Fig.II.2 .Schéma de la dalle corps creux.</i>	26
<i>Fig.II.3.Coupedevoieeenélévation</i>	29
<i>Fig.II.4.Schéma statique de l'escalier</i>	31
<i>Fig .II.5.Planché terrasse</i>	32
<i>Fig.II.6.Planche étage courant</i>	33
<i>Fig.II.7.Schéma de mur</i>	34
<i>Fig.II.8.Schéma statique de l'acrotère</i>	35
<i>Fig.II.9.Descente des charges</i>	37
<i>Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire</i>	38
<i>Fig.II.11.La surface afférente par poteau de rive</i>	50
<i>Fig.II.12.La surface afférente par poteau d'angle</i>	60
<i>Fig.III.1.Corps Creux</i>	73
<i>Fig.III.2.composition de plancher ceps creux</i>	74
<i>Fig.III.3.Schémas statiques de type 1</i>	76
<i>Fig.III.3.Schémas statiques de type 2</i>	81
<i>Fig.III.3.Schémas statiques de type 3</i>	83
<i>Fig.III.4.Ferraillage des planchers</i>	90
<i>Fig.III.5.Ferraillage de nervures</i>	91
<i>Fig.III.6.Ferraillage de la dalle de compression</i>	91
<i>Fig.III.7.schéma des charges équivalent</i>	93
<i>Fig.III.8.schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier</i>	94
<i>Fig. III.9.Schéma de ferraillage de l'escalier</i>	98
<i>Fig.III.9.1.Coupe Poutre palière</i>	103
<i>Fig. III 10.Schéma de ferraillage de la poutre palière</i>	104
<i>Fig.III.11.Schéma de balcon</i>	105
<i>Fig.III.12.Plan de ferraillage du balcon type (1)</i>	112
<i>Fig III. 13. Schéma statique</i>	113
<i>Fig III.14.Schéma statique</i>	115
<i>Fig III.15.Schéma de la section d'armature</i>	116
<i>Fig III .16.Ferraillage de l'acrotère</i>	121
<i>Fig IV.1.Modélisation de structure</i>	129
<i>Fig IV.2.Disposition des voiles</i>	129
<i>Fig IV.3.Déplacement sens X-X</i>	132
<i>Fig IV.4.Déplacement sens Y-Y</i>	134
<i>Flg V.1.Ferraillage depoteaux (50x50)</i>	149
<i>Fig V.2.Ferraillage des poutres principales</i>	159
<i>Fig V.3.Ferraillage des poutres secondaire</i>	159
<i>Fig.V.4.Disposition des armatures verticales dans les voiles</i>	161

<i>Fig.V.5.Ladispositiondesvoiles</i>	164
<i>Fig.V.6.Schéma de ferrailage des voiles</i>	169
<i>Fig.VI.1.Ferrailage de radier</i>	191
<i>Fig.VI.2.Ferrailage de longrine</i>	192
<i>Fig.VI.3.La dalle flottante</i>	194

## Liste de tableaux

<i>Tab.I.1.Valeurs de la limite d'élasticité garantie, fe.</i>	22
<i>Tab.I.2.Tableau récapitulatifs</i>	26
<i>Tab.II.1.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	32
<i>Tab.II.2.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	33
<i>Tab.II.3.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	34
<i>Tab.II.4.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	34
<i>Tab.II.5.Charges et surcharges</i>	36
<i>Tab.II.6.Charges et surcharges</i>	38
<i>Tab.II.7.Tableau Récapitulatif</i>	49
<i>Tab.II.8.Charges et surcharges.</i>	50
<i>Tab.II.9.Tableau Récapitulatif :</i>	59
<i>Tab.II.10.Charges et surcharges</i>	60
<i>Tab.II.11.Tableau Récapitulatif</i>	71
<i>Tab.III.1.Tableau Récapitulatif</i>	77
<i>Tab.III.2.Les moments de travées</i>	79
<i>Tab.III.3.Les moments d'Appuis</i>	79
<i>Tab.III.4.Les moments de travées</i>	80
<i>Tab.III.5.Les moments de travées</i>	80
<i>Tab.III.6.Les moments d'appuis</i>	81
<i>Tab.III.7.Les moments de travées</i>	82
<i>Tab.III.8.Les efforts tranchants ELU</i>	82
<i>Tab.III.9.Les efforts tranchants E.L.S</i>	83
<i>Tab.III.10. Les moments en appuis</i>	83
<i>Tab.III.11. Les moments de travées</i>	84
<i>Tab.III.12.Les efforts tranchants E.L.U</i>	84
<i>Tab.III.13.Les efforts tranchants E.L.S</i>	84
<i>Tab.III.14.les Moment et Les effort tranchant ELU et ELS</i>	85
<i>Tab.III.15. Tableau récapitulatif des résultats</i>	86
<i>Tab.III.16.Tableau récapitulatif des résultats</i>	86
<i>Tab.III.17.Tableau récapitulatif des résultats</i>	87
<i>Tab.III.18 .Charges et surcharges de Palier</i>	92
<i>Tab.III.19.Charges et surcharges de Paillasse</i>	93
<i>Tab.III.20.Tableau récapitulatif des résultats</i>	93
<i>Tab.III.21.Tableau récapitulatif</i>	94
<i>Tab.III.22.Tableau récapitulatif</i>	95
<i>Tab.III.23.Tableau récapitulatif</i>	95
<i>Tab.III.24.Tableau récapitulatif</i>	96
<i>Tab.III.25.Tableau récapitulatif</i>	96
<i>Tab.III.26.Tableau récapitulatif</i>	103
<i>Tab.III.27.Tableau récapitulatif</i>	109
<i>Tab.III.28.Tableau récapitulatif</i>	118
<i>Tab.IV.1.Coefficients d'accélération A</i>	124
<i>Tab.IV.2.Facteur de qualité « Q »</i>	125
<i>Tab.IV.3.Coefficient d'amortissement critique</i>	126

<i>Tab.IV.4. Tableau récapitulatif</i>	128
<i>Tab.IV.5. Vérification le période</i>	130
<i>Tab.IV.6. Vérification des forces sismiques</i>	131
<i>Tab.IV.7. Vérification des déplacements x-x</i>	133
<i>Tab.IV.8. Vérification des déplacements y-y</i>	134
<i>Tab.IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ</i>	136
<i>Tab.IV.10. Vérification de l'excentricité</i>	136
<i>Tab.V.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	139
<i>Tab.V.1.3. Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales</i>	140
<i>Tab.V1.4. Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison</i>	141
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	145
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	148
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	150
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Nappe supérieure</i>	153
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	153
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	155
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	155
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	156
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	157
<i>Tab.V.5. Résumés des résultats</i>	158
<i>Tab V.5 sollicitations des voiles</i>	164
<i>Tab V.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	167
<i>Tab V.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	169
<i>Tab IV.1 Tableau récapitulatif des résultats</i>	178
<i>Tab IV.2 Tableau récapitulatif des résultats</i>	178
<i>Tab IV.3 Tableau récapitulatif des résultats</i>	179
<i>Tab IV.4 Tableau récapitulatif des résultats</i>	180
<i>Tab IV.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	181
<i>Tab IV.6 Tableau récapitulatif des résultats</i>	187
<i>Tab.IV.7. Tableau récapitulatif des résultats</i>	187
<i>Tab.IV.8. Tableau récapitulatif des résultats</i>	188

*Tab.IV.9. Tableau récapitulatif des résultats*188

## List de Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.  
 $A_s$  : Aire d'une section d'acier.  
 $A_t$  : Section d'armatures transversales.  
B : Aire d'une section de béton.  
 $\emptyset$  : Diamètre des armatures  
Q : Charge d'exploitation.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.  
 $\delta_s$  : Contrainte de traction de l'acier.  
 $\underline{\delta}_b$  : Contrainte de compression du béton.  
 $\overline{\delta}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.  
 $\overline{\delta}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.  
 $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle.  
 $\beta$  : Coefficient de pondération.  
 $\delta_{sol}$  : Contrainte du sol.  
G : Charge permanente.  
 $\xi$  : Déformation relative.  
 $V_0$  : Effort tranchant a la base.  
E.L.U : Etat limite ultime.  
E.L.S : Etat limite service.  
 $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.  
 $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.  
 $T_u$  : Effort tranchant ultime.  
T : Effort tranchant, Période.  
St : Espacement.  
 $\lambda$  : Elancement.  
e : Epaisseur.  
F : Force concentrée.  
f : Flèche.  
 $f_{adm}$  : Flèche admissible.  
D : Fiche d'ancrage.  
L : Longueur ou portée.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
W : Poids total de la structure.  
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.  
 $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.  
 $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.  
 $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.  
 $K$  : Coefficient de raideur de sol.  
 $\rho$  : 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  
 $h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.



# SOMMAIRE

## Introduction générale

---

➤ **chapitre 1 : Présentation d'ouvrage**

---

I-Introduction générale	16
II-Présentation du bâtiment	16
III-Caractéristiques mécaniques des matériaux	17

---

---

➤ **Chapitre 2 : Pré dimensionnement**

---

I-Pré dimensionnement des éléments	25
I.1- Introduction	25
I.2-Planchers à Corps Creux	25
I.3- Poutres principales	27
I. 4- Les poutres secondaires	27
I.5-Les poteaux	28
I. 6-Les voiles	29
I. 7-Les Escaliers	30
II- La descente des charges	32
II.1- Evaluation de charges	32
II.2- La descente des charges du poteau	38

---

---

➤ **Chapitre 3 : Élément secondaires**

---



---

I- Introduction	73
II-Etude du plancher	73
II –Calcul de L’escalier	92
III- Etude du balcon	105
V- Calcul de l’acrotère	113

---

➤ **Chapitre 4 : Etude sismique**

---

I- Introduction	123
II - Objectifs de l’étude dynamique	123
III- Choix de la méthode de calcul	123
IV- Présentation de la méthode modale spectrale	123
V- Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003	129
VI- Conclusions	137

---

➤ **Chapitre 5 : Ferrailage des éléments porteurs**

---

I- Introduction	139
II- Les combinaisons d’action	139
III- Ferrailage des poteaux	141
IV- Ferrailage des poutres	150
IV.1- Les poutres principales	151
IV.2- Les poutres secondaires	155
V- Ferrailage des Voiles	160

---

---

➤ **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

---

I- Introduction	171
II- Présentation de rapport de sol	171
III - Calcul des fondations	171
IV- Etude du radier	172
V-Longrine	192
VI- La dalle flottante	193

---

CONCLUSION GENERALE

LES ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

# INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination, dans chaque cas, la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Dans le cadre de préparation du projet de fin d'étude, pour avoir le diplôme de master en génie civil « calcul et contrôle technique des constructions », on a introduit la partie du contrôle et suivi sur chantier qui est une partie importante et fondamentale dans la formation des ingénieurs en génie civil. Cette partie contient toutes les étapes de suivi de réalisation d'un projet et tous les travaux de gros et seconds œuvres.

Dans la deuxième partie, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version2014) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

# CHAPITRE I :

## Présentation de projet

## 1. INTRODUCTION

Le travail consiste à étudier un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée et de 9 étages identiques à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible ; l'ouvrage sera implanté à la wilaya de **BORDJ BOU-ARRERIDJ** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

## 2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de 10 niveaux chaque niveau contient deux logements(F4).

### 2.1. Caractéristiques Géométriques :

Les dimensions de la structure sont :

- Largeur en plan..... 16.97m
- Longueur en plan.....20.05m
- Hauteur de rez-de-chaussée..... 3.06m
- Hauteur d'étage courant..... 3.06m
- Hauteur totale de bâtiment..... 30.60m

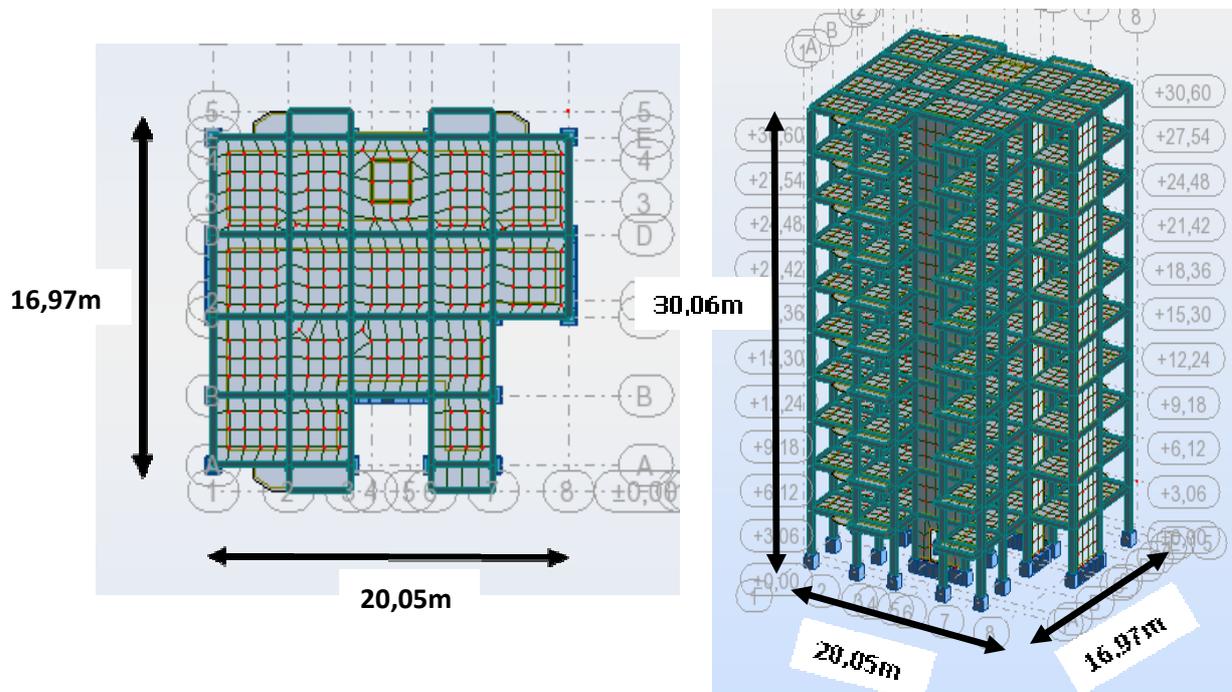


Fig.1.1: Vue en plan et en élévation du bâtiment étudié.

## **OSSATURE :**

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de “ contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ”.

### **2.2. Classification Du Bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :**

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

### **2.3. Plancher :**

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

### **2.4. Escalier :**

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au 9 étage, l'escalier est constitué de deux volées et un palier de repos.

### **2.5. Maçonneries :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

## **3. Caractéristiques Mécanique Des Matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

### 3.1. Béton

- **Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de  $1\text{m}^3$  de béton est:

- $350\text{Kg}/\text{m}^3$  de ciment CPJ 42.5.
- $400\text{L}/\text{m}^3$  de sable  $D_g \leq 5\text{mm}$ .
- $800\text{L}/\text{m}^3$  de gravillon  $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$ .
- $175\text{L}/\text{m}^3$  d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

### 3.2. Résistance mécanique du béton :

#### a. Résistance à la compression : BAEL91 (ART.A.2.1, 1)

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes  $16\text{cm} \times 32\text{cm}$ .

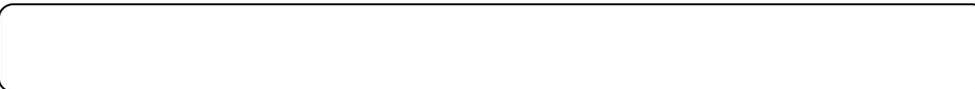
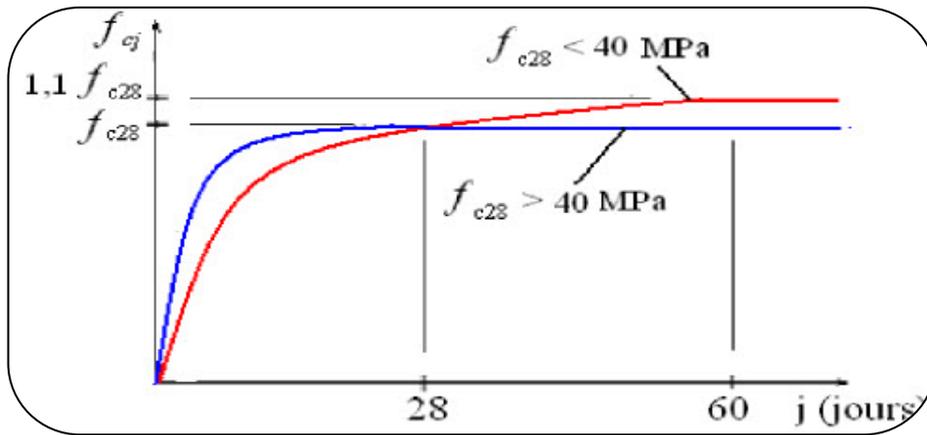
On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

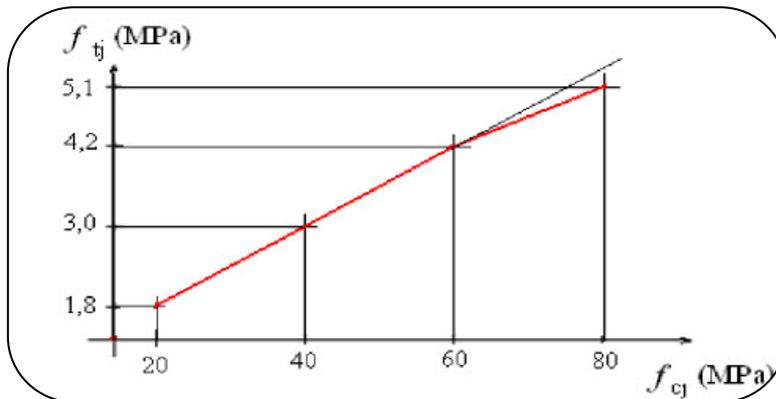
$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$



**b. Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1, 12)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$



**c. Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1, 22)**

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

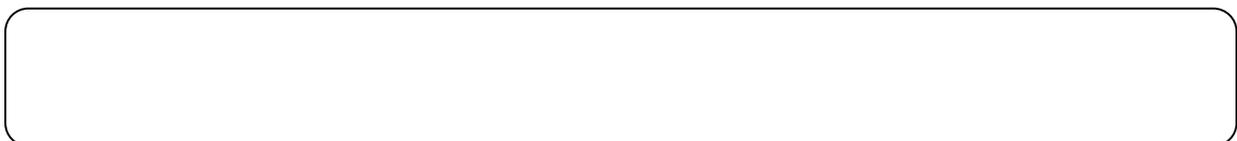
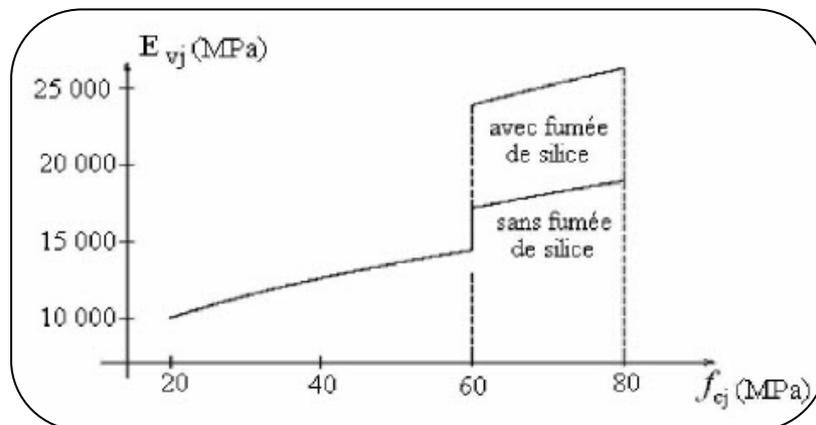
Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané :  $E_{ij} = 3 E_{vj}$ .

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$



**d. Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1, 3)**

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU et

à  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'ELS.

**e. Contrainte de calcul du béton comprimé :**

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : **BAEL91 (ART. A.4.3, 41)**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle.

Sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

-  $\epsilon_{bc1} = 2\%$

$$- \epsilon_{bc1} = \left\{ \begin{array}{ll} 3,5 \text{ \%} & \text{Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa.} \end{array} \right.$$

$$(4,5 ; 0,025f_{cj}) \% \quad \text{Si } f_{cj} > 40\text{MPa.}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par:

$$\text{Ou : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

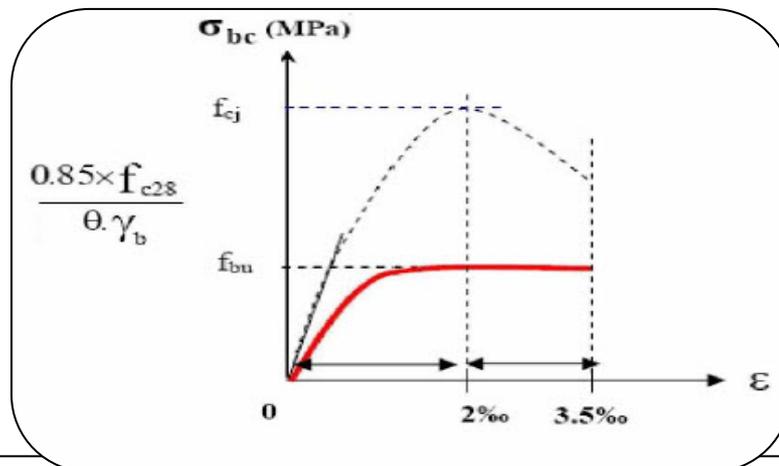
- le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

-  $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1 h.



**Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.**

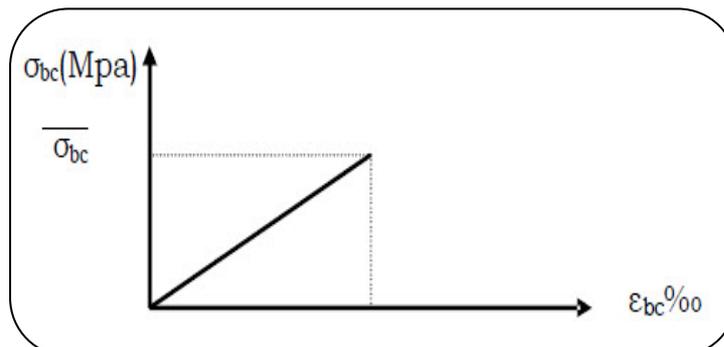
Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ .

La résistance mécanique du béton tendu est négligée.

De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.



La contrainte

**Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

### 3.3. L'Acier :

#### 3.3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion.

De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

#### 3.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire la caractéristique mécanique Des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

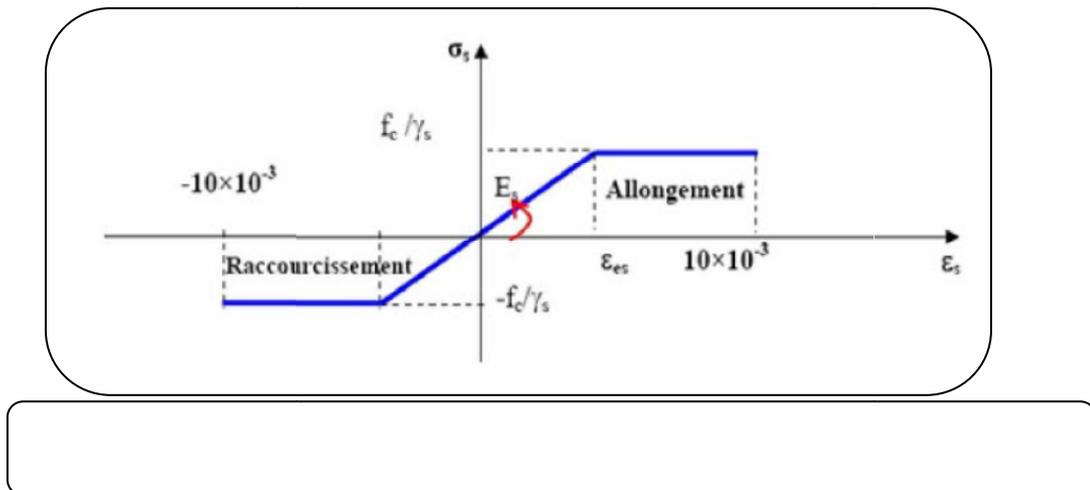
type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Rondslisses	FeE215 FeE235	215 235	Emploicourant. Epinglesdelevagedespèces préfabriquées
BarresHA Type1et2	FeE400 FeE500	400 500	Emploicourant.
Fils tréfilesHA Type3	FeTE400 FeTE500	400 500	Emploisousformedebarresdroites ou detreillis.
Filstréfileslisses Type4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$ TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquementemploi courant

#### 3.3.3 Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\varepsilon$ .

##### a. Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2, 2)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.



Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 1$  cas situation accidentelles ; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

### b. Etat limite de service : BAEL91 (ART. A.4.5,3)

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \max(0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$ .

$\eta$  : coefficient de fissuration ( $\eta = 1$  pour les RL,  $\eta = 1.6$  pour les HA).

# CHAPITRE II :

## Pré-Dimensionnement

## II.1. Pré dimensionnement

### II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

### II.1.2. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport  $h/L$  est au moins égale  $1/22,5$ .

$L$  : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ( $L= 410$  cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 18,22 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \quad \text{--- corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \quad \text{--- dalle de compression} \end{array} \right.$$

$h_t = 20 \text{ cm}$  --- la hauteur totale du plancher

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit  $b_0 = 10$  cm.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

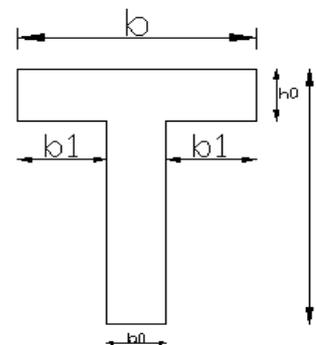


Fig. .II. 1 .Schéma de poutrelle.

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} ; \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \right\}$$

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

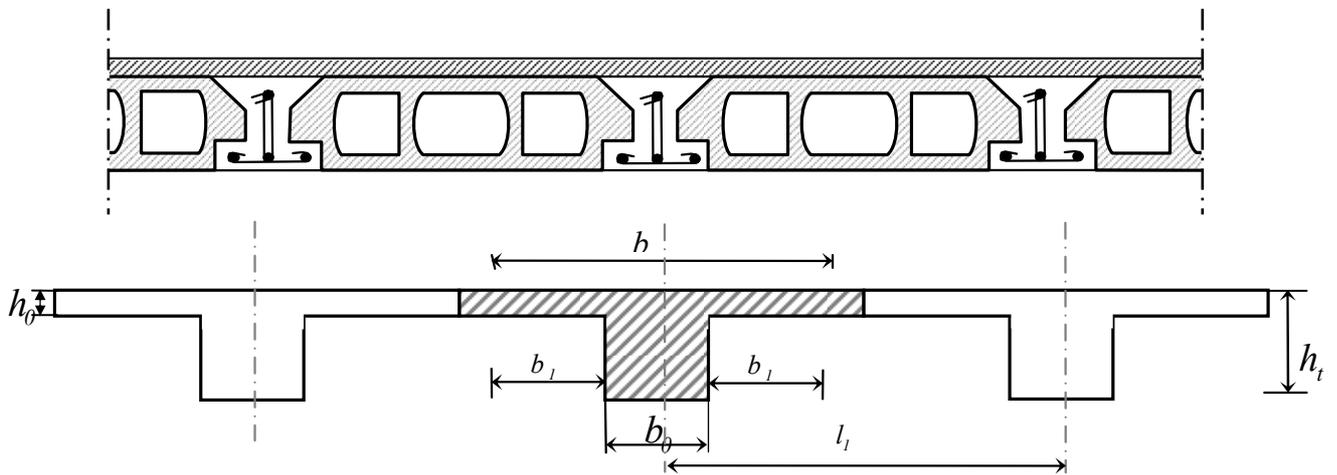
$L$  : la longueur de la nervure.

Donc on prend  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$ .

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

**Tab.I.2:Tableau récapitulatifs .**

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	27,5	10



**Fig.II.2 . Schéma de la dalle corps creux.**

### II.1.3. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

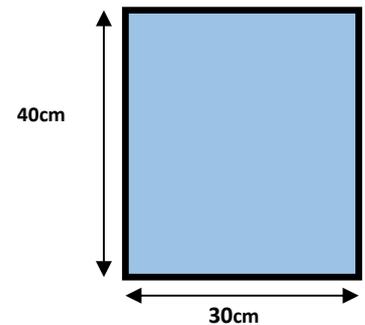
➤ **Condition de la portée :**

$$h = \left( \frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée = 420 cm

$$h = (26,25 \div 42,0) \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$b = (0,3; 0,4) h = (12; 16). \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$



➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4,0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### II.1.4. Les poutres secondaires :

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left( \frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée = 4,10 m

$$h = (1/16; 1/10) 410$$

$$h = (25,625; 41) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4)35$$

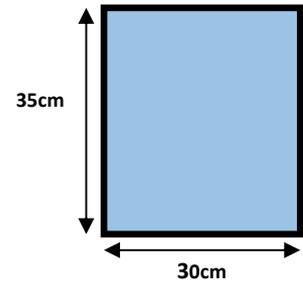
$$b = (10,5; 14) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1,17 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

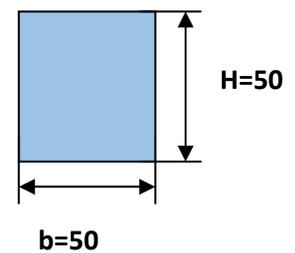


Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30×35) cm<sup>2</sup>.

## II.1.5. Les poteaux

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

- ❖  $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} .$
- ❖  $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{266}{20} = 13,3 \leq 50 .$
- ❖  $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 .$



On adopte une section de **(50x50)**.

**Remarque:** La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau .

## II.1.6. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99.

Le contreventement mixte, tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$  :

$L$  : Longueur du voile.

$a$  : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

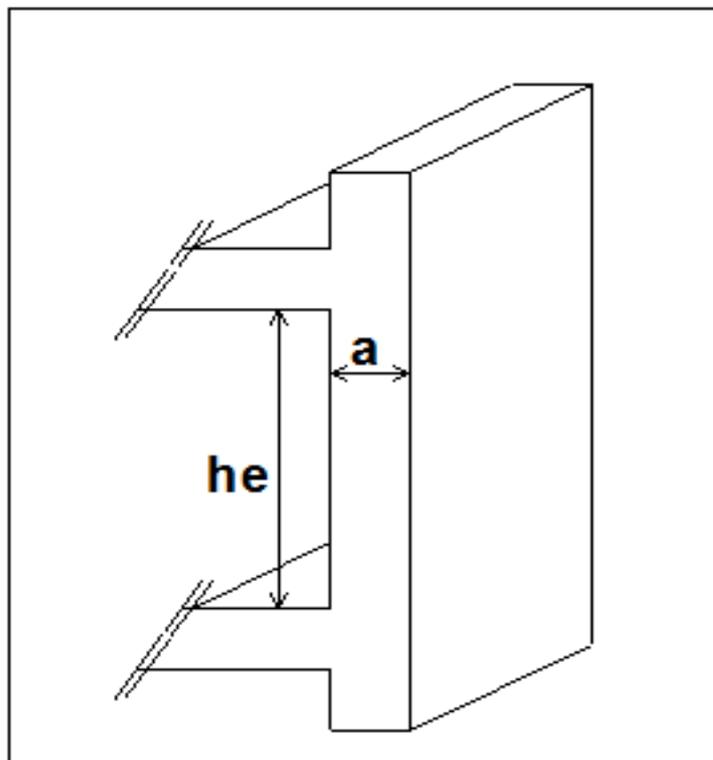


Fig.II.3. Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- étage courant +RDC( $h_e=2,66$  m)

$$e \geq \left( \frac{h_e}{20} \right) = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$$

On prend  $e=20$  cm

## II.1.7. L'escalier :

### 1. La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Formule de BLONDEL :  $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v.})$$

### 2. Nombre de contre marche:

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées  $n = 18$

Pour une volée  $n = 9$

**Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

**Inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

**Épaisseur de la pailasse :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a  $l = 420 \text{ cm}$

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\frac{420}{40} \leq e \leq \frac{420}{30} \rightarrow 10,5 \leq e \leq 14 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Longueur du palier de repos :  $4,20 - 2,4 = 1,8 \text{ m}$

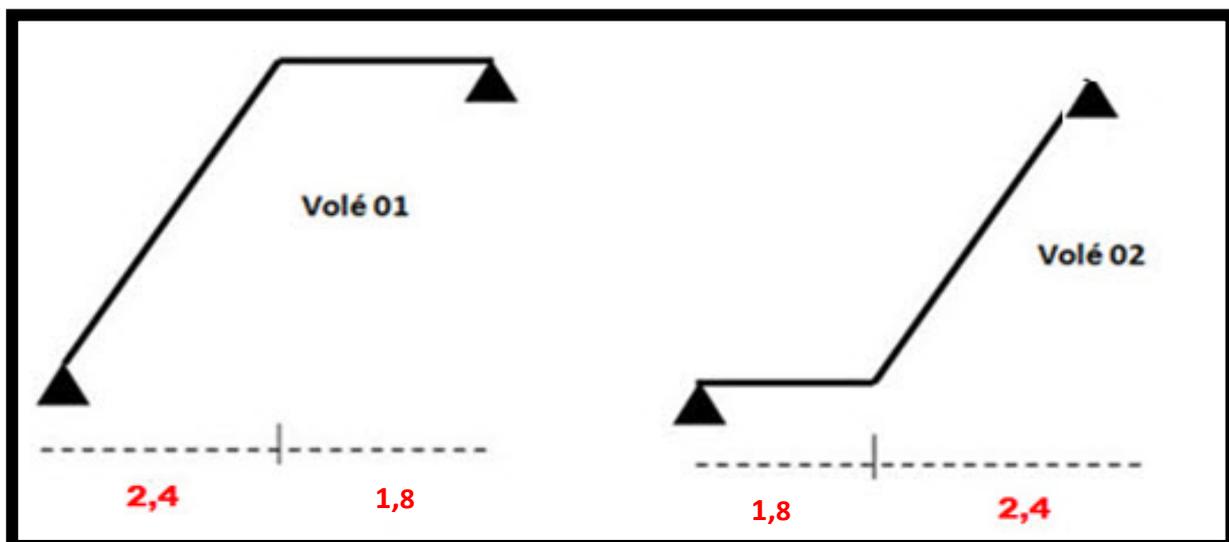


Fig.II.4 . Schéma statique de l'escalier.

## II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

### II.2.1.Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... Etc.) et les charges d'exploitations.

**Rôle de descente des charges :**

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

### II.2.2.Détermination des charges appliquées :

#### II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible :

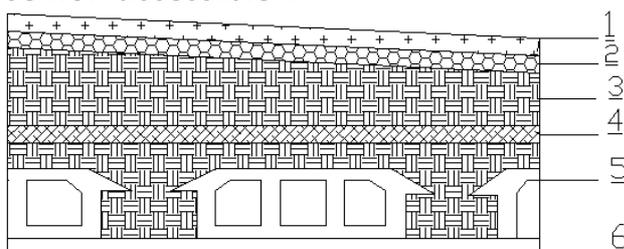


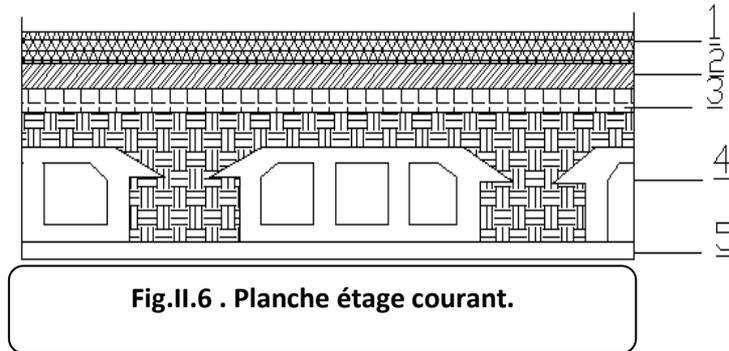
Fig .II.5 . Planché terrasse.

**Tab.II.1:Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)**

N°	désignation	e (m)	$\gamma (Kg / m^3)$	<i>poids</i> ( $Kg / m^2$ )
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	16+4	-	275
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
<b>Total :</b>				<b>623kg /m<sup>2</sup></b>

$$Q_t = 100 \text{ Kg/m}^2 = 100 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ Kg/ml}$$

### II.2.2.2. Plancher étage courant :



**Tab.II.2: Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)**

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (Kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	275
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
<b>Total :</b>				<b>515Kg/m<sup>2</sup></b>

$$G = 515 \text{ Kg/m}^2$$

**Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2**

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

### II.2.3. Mur extérieurs en maçonnerie :

Tab.II.3: Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	Désignations	e (cm)	Charges (Kg/m <sup>2</sup> )
1	Enduit	2	40
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
		<b>Total</b>	<b>260(kg/m<sup>2</sup>)</b>

*Charge permanente :*

30% D'ouverture  $\Rightarrow G = 182 \text{ kg/m}^2$

### II.2.4. Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/35 < e < L/30 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,30\text{m} \Rightarrow 3,71 \leq e \leq 4,33$$

Avec des considérations pratiques (expérience) ; on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à  $e = 15 \text{ cm}$ .

#### Balcon accessible:

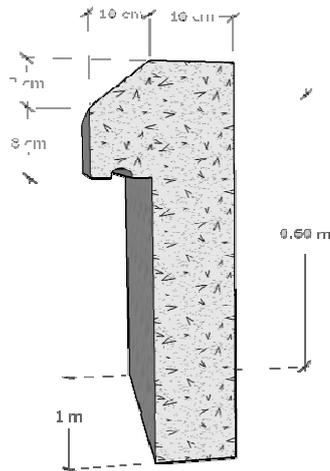
Tab.II.4: Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	Designations	e (m)	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	Charges (kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.16	2500	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			<b>TOTAL</b>	<b>504 (kg/m<sup>2</sup>)</b>

*Charge permanente  $G = 504 \text{ Kg/m}^2$ . Charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$*

## II.2.5.L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.



Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur

### Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

### Charge :

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

### Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1m = 1000 N$$

**Tab.II.5:Charges et surcharges**

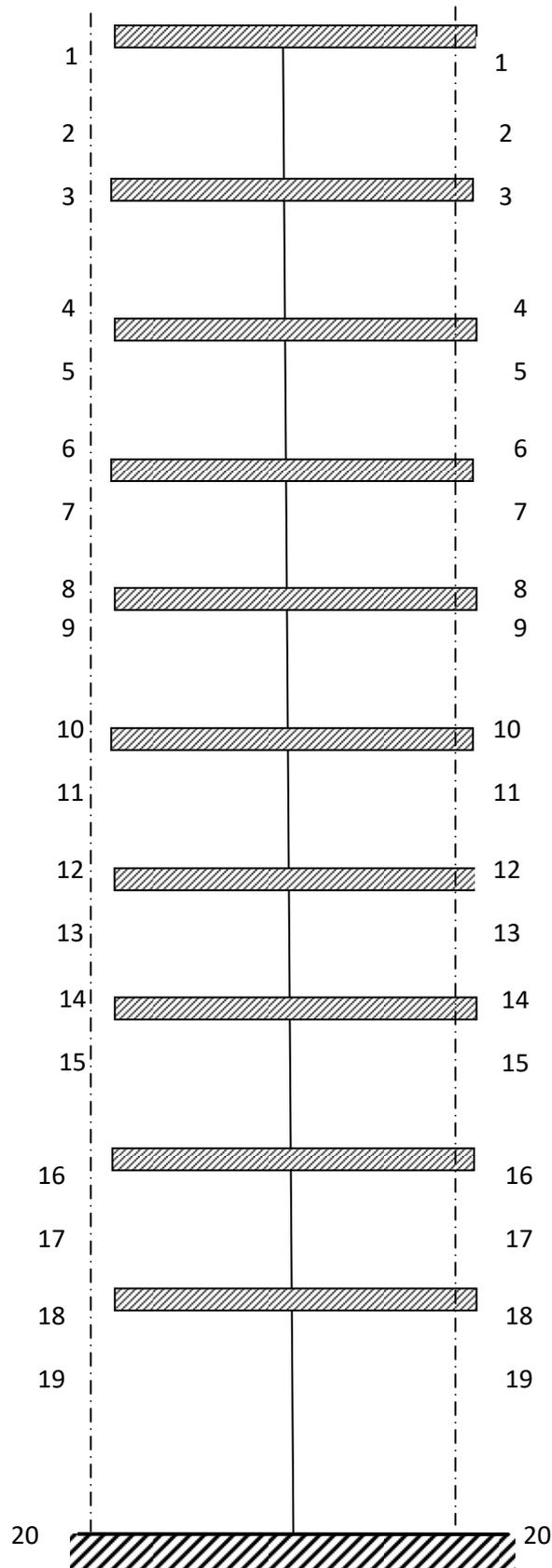
	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	623 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher d'Etage courant	515kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>
Murs extérieurs	182 kg/m <sup>2</sup>	-
Acrotère	171.25 kg/ml	100 kg/m <sup>2</sup>
Balcon	504 kg/m <sup>2</sup>	350 kg/m <sup>2</sup>

### **II.2.6.Loi de dégression**

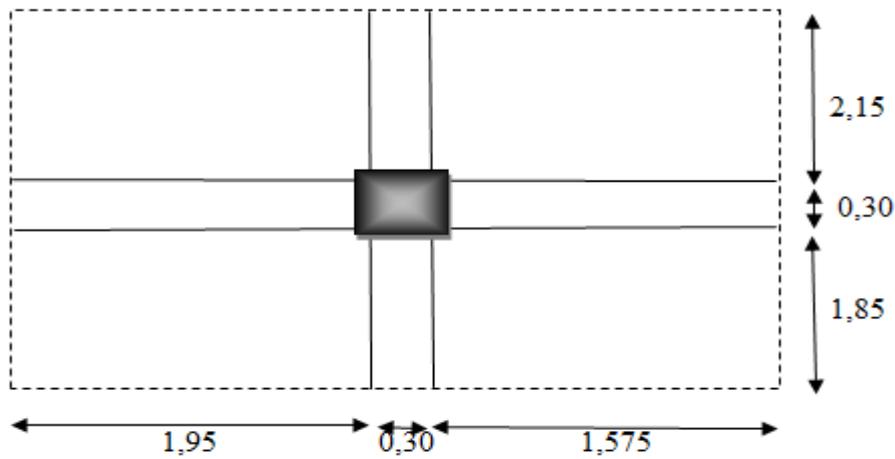
Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse :  $Q_0$
- ✓ Pour le dernier étage :  $Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).



**Fig.II.9 .Descente des charges.**



**II.2.7.  
Descent  
e des  
charges  
sur le  
poteau  
intermé  
diaire  
(B2)**

Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire.

Tab.II.6: Charges et surcharges

Niveau	Eléments	Les charges			
		g	q	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = $3,525 \times 4 = 14,10$	6,23	1	87,843	14,1
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 3,525 = 0,42$	25		10,575	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 4 = 0,42$	25		10,500	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	

	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	3,48	1	3,680	1,0575
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	3,48	1	4,176	1,2
	Poteau =	0,5 x	0,5 x	=	0,25	3,48	1	0,870	0,25
	<b>Total</b>							<b>136,769</b>	<b>16,6075</b>
	venant 1 – 1							136,769	16,6075
<b>2-2</b>	Plancher Etage =	3,525 x 4 =			14,10	5,15	1,5	72,615	21,15
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,58625
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>24,53625</b>
	venant 2 – 2							255,002	41,14375
<b>3-3</b>	Plancher Etage =	3,525 x 4 =			14,10	5,15	1,5	72,615	19,035
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,427625

	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,62
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>22,082625</b>
	venant 3 – 3							373,235	63,226375
<b>4-4</b>	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	16,92	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,269
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,44
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>19,629</b>
	venant 4 – 4							491,468	82,855375
<b>5-5</b>	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	14,805	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,110375
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,26
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>17,175375</b>
	venant 5 – 5							609,701	100,03075

6-6	Plancher Etage =	3,525	x	4	=	14,10	5,15	1,5	72,615	12,69		
	poutre principal =	0,3	x	0,4	x	3,525	=	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,35	x	4	=	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5	x	0,50	x	3,06	=	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	3,525	=	1,06	2,4	1,5	2,538	0,95175
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,20	2,4	1,5	2,880	1,08
	<b>Total</b>									<b>118,233</b>	<b>14,72175</b>	
venant 6 – 6										727,934	114,7525	
7-7	Plancher Etage =	3,525	x	4	=	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575		
	poutre principal =	0,3	x	0,4	x	3,525	=	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,35	x	4	=	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5	x	0,50	x	3,06	=	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	3,525	=	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>									<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>	
venant 7 – 7										846,167	127,02063	
8-8	Plancher Etage =	3,525	x	4	=	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575		
	poutre principal =	0,3	x	0,4	x	3,525	=	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,35	x	4	=	0,42	25	10,500		

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 8 – 8							964,400	139,28875
<b>9-9</b>	Plancher Etage =		3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 9 – 9							1082,633	151,55688
<b>10-10</b>	Plancher Etage =		3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125

	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 10 – 10							1200,866	163,825
<b>11-11</b>	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 11 – 11							1319,099	176,09313
<b>12-12</b>	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 12 – 12							1437,332	188,36125

13-13	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
venant 13 – 13								1555,565	200,62938
14-14	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
venant 14 – 14								1673,798	212,8975
15-15	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 15 – 15							1792,031	225,16563
<b>16-16</b>	Plancher Etage =		3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 16 – 16							1910,264	237,43375
<b>17-17</b>	Plancher Etage =		3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125

	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 17 – 17							2028,497	249,70188
<b>18-18</b>	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	21,15	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,58625
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>24,53625</b>
	venant 18 – 18							2146,730	274,23813
<b>19-19</b>	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 19 – 19							2264,963	286,50625

20-20	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	<b>Total</b>							<b>118,233</b>	<b>12,268125</b>
	venant 2 – 2							2383,196	298,77438

### II.2.8.Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

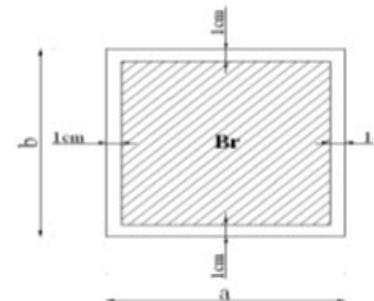
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-  $N_u = 1,35G + 1,5Q$

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

❖ **Poteau (50×50) :**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0,50} = 12,90 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,50} = 12,90$$

$$\lambda = 12,90 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

Pas de risque de flambement.

- $B_r$ : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2) \cdot (b-2) = (50-2) \cdot (50-2) = 2304 \text{cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

$$-F_{c28} = 25 \text{MPa}$$

- $A$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max ( A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}} )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80 \text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

Niveau	$N_u$ (N)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	condition
RDC+9	3665476,17	500	2000	2000	230400	4103837,681	vérifiée

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 500) = 2000 \text{ mm}^2$$

### Tab.II.7:Tableau Récapitulatif :

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50\* 50)

#### ❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière

$F_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton

$$\frac{N_d}{0,3 \times f_{c28}} \leq B$$

$$\frac{N}{0,3 \times f_{c28}} \Rightarrow B = \frac{2,68197}{0,3 \times 25} = 0,357596 \equiv \sqrt{B} = 0,597 \approx 60 \text{ cm}$$

Poteau (60,60)cm<sup>2</sup>

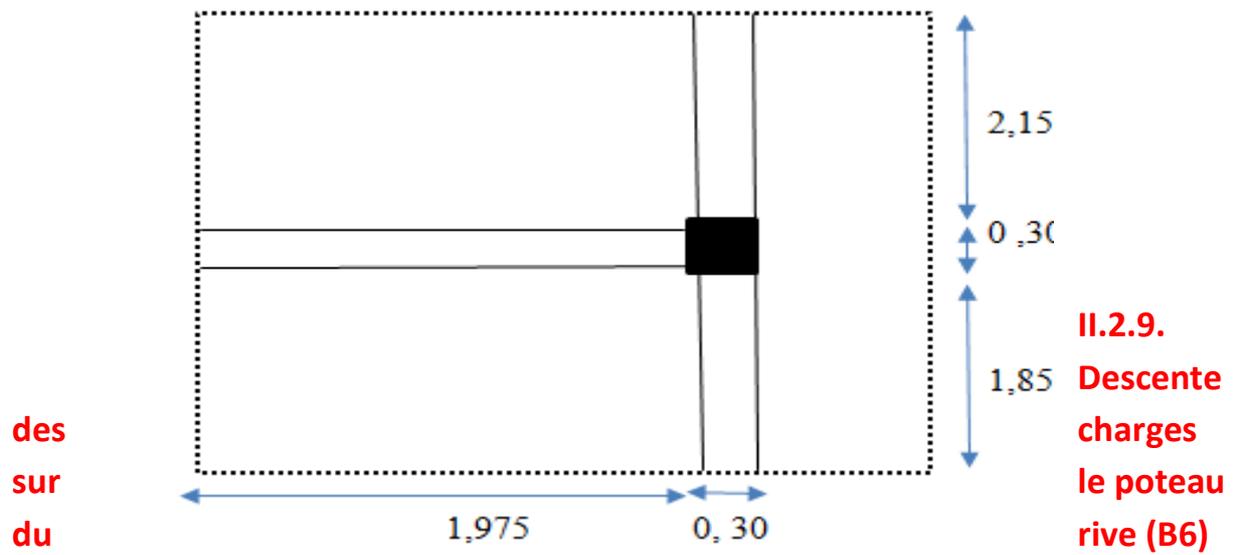


Fig.II.11.La surface afférente par poteau de rive.

Tab.II.8.Charges et surcharges.

Niveau	Eléments	Les charges			
		g	q	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = $1,975 \times 4 = 7,90$	6,23	1	49,217	7,9
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 4 = 0,48$	25		12,000	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 1,975 = 0,21$	25		5,184	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	

	Acrotère =	0,07 x	4,30 =	0,29	25		7,364	
	poutre principal =	0,3 x	1 x 4 =	1,20	3,48	1	4,176	1,2
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x 1,975 =	0,59	3,48	1	2,062	0,5925
	Poteau =	0,5 x	0,5 x =	0,25	3,48	1	0,870	0,25
	<b>Total</b>						<b>99,998</b>	<b>9,9425</b>
	venant 1 – 1						99,998	9,9425
<b>2-2</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	11,85
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x 4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x 4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,88875
	<b>Total</b>						<b>81,296</b>	<b>14,53875</b>
	venant 2 – 2						181,294	24,48125
<b>3-3</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	10,665
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x 4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x 4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,62
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,799875
	<b>Total</b>						<b>81,296</b>	<b>13,084875</b>
	venant 3 – 3						262,591	37,566125
<b>4-4</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	9,48
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x 4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,44
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,711
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>11,631</b>
	venant 4 – 4							343,887	49,197125
<b>5-5</b>	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	8,295
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,26
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,622125
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>10,177125</b>
	venant 5 – 5							425,184	59,37425
<b>6-6</b>	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	7,11
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,08
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,53325
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>8,72325</b>
	venant 6 – 6							506,480	68,0975
<b>7-7</b>	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 7 – 7							587,776	75,366875
<b>8-8</b>	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 8 – 8							669,073	82,63625
<b>9-9</b>	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 9 – 9							750,369	89,905625
<b>10-10</b>	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 10 – 10							831,665	97,175
<b>11-11</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 11 – 11							912,962	104,44438
<b>12-12</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 12 – 12							994,258	111,71375
<b>13-13</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 13 – 13							1075,555	118,98313
<b>14-14</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 14 – 14							1156,851	126,2525
<b>15-15</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 15 – 15							1238,147	133,52188
<b>16-16</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 16 – 16							1319,444	140,79125
<b>17-17</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 17 – 17							1400,740	148,06063
<b>18-18</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	11,85
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,88875
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>14,53875</b>
	venant 18 – 18							1482,036	162,59938
<b>19-19</b>	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 19 – 19							1563,333	169,86875
<b>20-20</b>	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>81,296</b>	<b>7,269375</b>
	venant 2 – 2							1644,629	177,13813

## II.2.8.Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

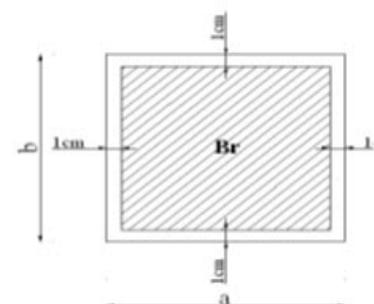
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_c}{\gamma_s} \right]$$

-  $N_u = 1,35G + 1,5Q$

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

### ❖ Poteau (50×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0,50} = 12,90 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,50} = 12,90$$

$$\lambda = 12,90 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

Pas de risque de flambement.

- $B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2) \cdot (b-2) = (50-2) \cdot (50-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

$$-F_{C28} = 28 \text{ MPa}$$

- $A$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

Niveau	$N_u$ (N)	$A_{min}^{BAEL}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	condition
RDC+9	2485956,34	500	2000	2000	230400	4103837,681	vérifiée

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500mm^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80mm^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 500) = 2000 \text{ mm}^2$$

### Tab.II.9:Tableau Récapitulatif :

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50\* 50)

#### ❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

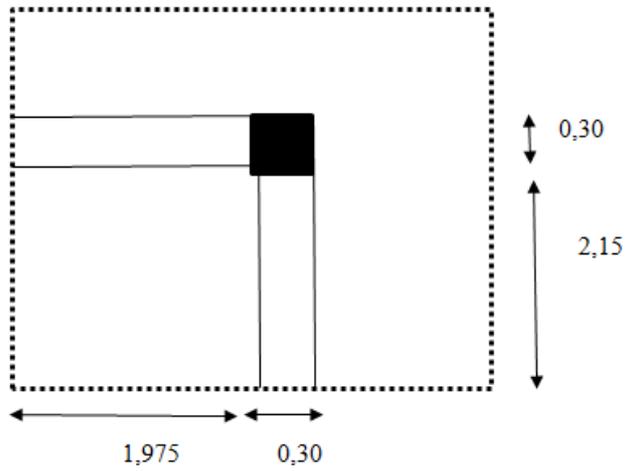
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière

$F_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton



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

$$v = \frac{N}{0,5 \times 0,5 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{1,82176713}{0,5 \times 0,5 \times 25} \equiv 0,291$$

$v = 0,291 < 0,30$ .....*conditn.verifier*

## II.2.9. Descente des charges sur le poteau d'angle (A6)

Fig.II.12.La surface afférente par poteau d'angle.

Tab.II.10.Charges et surcharges :

Niveau	Eléments	Les charges			
		g	q	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = $1,975 \times 2,15 = 4,25$	6,23	1	26,454	4,24625
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 2,15 = 0,26$	25		6,450	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 1,975 = 0,21$	25		5,184	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	
	Acrotère = $0,07 \times 4,70 = 0,32$	25		8,049	
	poutre principal = $0,3 \times 1 \times 2,15 = 0,65$	3,48	1	2,245	0,645
	poutre secondaire = $0,3 \times 1 \times 1,975 = 0,59$	3,48	1	2,062	0,5925
	Poteau = $0,5 \times 0,5 \times = 0,25$	3,48	1	0,870	0,25
	<b>Total</b>			<b>70,439</b>	<b>5,73375</b>
venant 1 – 1			70,439	5,73375	
2-2	Plancher Etage = $1,975 \times 2,15 = 4,25$	5,15	1,5	21,868	6,369375
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 2,15 = 0,26$	25		6,450	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 1,975 = 0,21$	25		5,184	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	

	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,9675
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,88875
	<b>Total</b>							<b>55,598</b>	<b>8,225625</b>
	venant 2 – 2							126,036	13,959375
<b>3-3</b>	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	5,7324375
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,87075
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,799875
	<b>Total</b>							<b>55,598</b>	<b>7,4030625</b>
	venant 3 – 3							181,634	21,362438
<b>4-4</b>	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	5,0955
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,774
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,711
	<b>Total</b>							<b>55,598</b>	<b>6,5805</b>
	venant 4 – 4							237,231	27,942938
<b>5-5</b>	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	4,4585625
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	

	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,67725
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,622125
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>5,7579375</b>
	venant 5 – 5					292,829	33,700875
<b>6-6</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,821625
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,5805
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,53325
		<b>Total</b>					<b>55,598</b>
	venant 6 – 6					348,427	38,63625
<b>7-7</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375

	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 7 – 7					404,024	42,749063
<b>8-8</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 8 – 8					459,622	46,861875
<b>9-9</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 9 – 9					515,219	50,974688
<b>10-10</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	

	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 10 – 10							570,817	55,0875
<b>11-11</b>	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 11 – 11							626,414	59,200313
<b>12-12</b>	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>							<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 12 – 12							682,012	63,313125
<b>13-13</b>	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875

	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 13 – 13					737,610	67,425938
<b>14-14</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 14 – 14					793,207	71,53875
<b>15-15</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375

	=							
	<b>Total</b>						<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 15 – 15						848,805	75,651563
<b>16-16</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 = 4,25	5,15	1,5			21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 = 0,26	25				6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 = 0,21	25				5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25				19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5			1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5			1,422	0,444375
	<b>Total</b>						<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 16 – 16						904,402	79,764375
<b>17-17</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 = 4,25	5,15	1,5			21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 = 0,26	25				6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 = 0,21	25				5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25				19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5			1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5			1,422	0,444375
	<b>Total</b>						<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 17 – 17						960,000	83,877188
<b>18-18</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 = 4,25	5,15	1,5			21,868	6,369375
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 = 0,26	25				6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 = 0,21	25				5,184	

	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5		1,548	0,9675
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5		1,422	0,88875
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>8,225625</b>
	venant 18 – 18					1015,597	92,102813
<b>19-19</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 = 4,25	5,15	1,5		21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 = 0,26	25			6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 = 0,21	25			5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5		1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5		1,422	0,444375
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 19 – 19					1071,195	96,215625
<b>20-20</b>	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 = 4,25	5,15	1,5		21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 = 0,26	25			6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 = 0,21	25			5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5		1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5		1,422	0,444375
	<b>Total</b>					<b>55,598</b>	<b>4,1128125</b>
	venant 2 – 2					1126,792	100,32844

## II.2.8. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

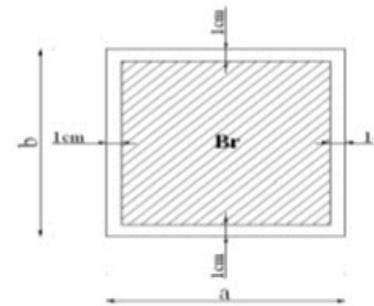
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

### ❖ Poteau (50×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0.50} = 12,90 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0.50} = 12,90$$

$$\lambda = 12,90 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

Pas de risque de flambement.

Niveau	$N_u$ (N)	$A_{min}^{BAEL}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	condition
--------	-----------	--	---------------------------------------	----------------------	--------------------------	---------------	-----------

- $B_r$ : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2).(b-2) = (50-2).(50-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

$$-F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max ( A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA} )$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B )$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 500) = 2000 \text{ mm}^2$$

RDC+9	1671661,86	500	2000	2000	230400	4103837,681	vérifiée
-------	------------	-----	------	------	--------	-------------	----------

**Tab.II.11. Tableau Récapitulatif**

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50\* 50)

**❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière

$F_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{N}{0,5 \times 0,5 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{1,22712044}{0,5 \times 0,5 \times 25} \equiv 0,19633$$

$$v = 0,19633 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

# CHAPITRE III :

## Calcul des éléments secondaires

### **III Calcul des éléments secondaires**

#### **1. Introduction**

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les planchers, l'escalier, balcon, et enfin l'acrotère, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

## 2. Etude de plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point
- vue thermique et acoustique.

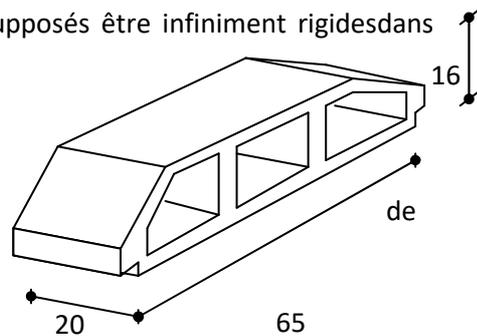


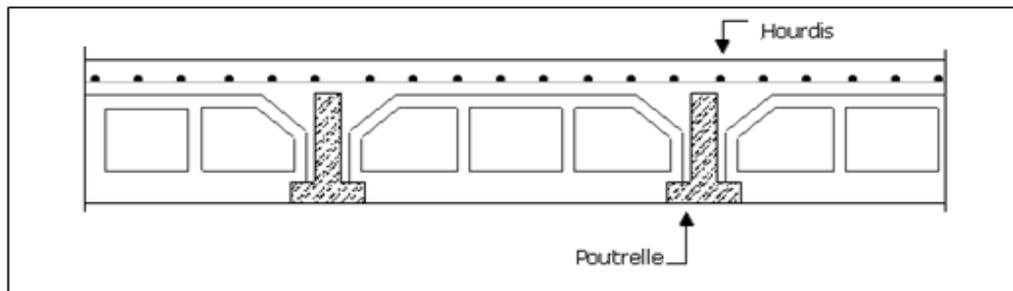
Fig.III.1 : Corps Creux.

### 2.1.Fonctions nécessaires de plancher :

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentelle.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication.

### 2.2.Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x65) cm<sup>3</sup>, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



**Fig.III.2** : composition de plancher ceps creux.

### 2.3.Plancher corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

#### 2.3.1.Calcul des poutrelles :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées  $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

### 2.4.Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaires et méthode exacte.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

#### 2.4.1. Les méthodes approchées :

##### a. Méthodes forfaitaire :

###### ➤ Condition d'application

$$\diamond \begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$$

❖ Inertie constante (I)

$$\diamond 0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$$

❖ fissuration peu nuisible.

###### ➤ Calcul des moments :

##### 1- Les moments en appui :

- $0.2M_0$  pour appui de rive.
- $0.6M_0$  pour poutre de deux travées.
- $0.5M_0$  pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$  pour les appuis intermédiaires (plus trois travées) .

##### 2- Les moments en travées :

- $M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$  travée de rive.
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$  travée intermédiaire.

##### b.. Méthode de Caquot :

➤ **Condition d'application :**

$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

❖ **Dimensionnement des poutrelles :**

$$h = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm.}$$

**2.5.calcul des planchers :**

D'après le DTR BC 2.

$$G = 5,15\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1,5\text{KN/m}^2.$$

**a. Les combinaisons :**

➤ **E.L.U**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65.$$

$$= (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,981625 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{u_{EC}} = 5,981625 \text{ KN/ml.}$$

➤ **E.L.S**

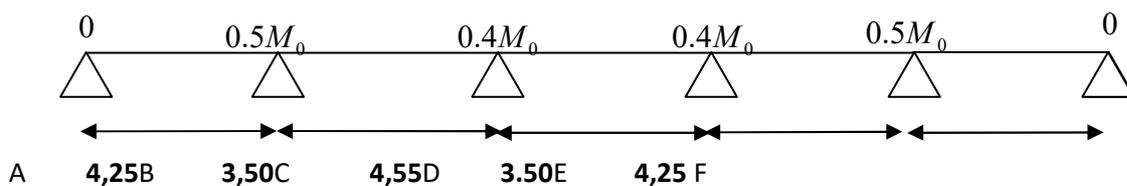
$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65.$$

$$= (5,15 + 1,5) \times 0,65 = 4,3225 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{s_{EC}} = 4,3225 \text{ KN/ml.}$$

On a 3 types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants

Type1 : Poutre repose sur 6 appuis



**Fig.III.3 :** Schémas statiques de type 1.

❖ **Condition d'application :**

$Q=1,5 \text{ KN} \quad ; \quad G=5,15 \text{ KN}.$

- $1,5 \leq 2 \times 5,15 = 10,3 \text{ KN} \dots\dots(\text{C.V}).$
- Les moments d'inertie des poutres sont constantes (I).....(C.V).
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25... (C.V).

$\frac{4,25}{3,50} = 1,21 \quad ; \quad \frac{3,50}{4,55} = 0,8$

- Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches... ..(C.V).

❖ Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutres dans le sens longitudinal

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,15} = 0.23$

**Tab. III.1. Tableau Récapitulatif**

	Les travées			E.L.S	Les travées		
	4,25m	3.50m	4,55m		4,25m	3.50m	4,55m
$p_u \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	5,981625			$p_s \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	4444,3225		
$M_0 (N.m)$	13,51	9,16	15,48	$M_0 (N.m)$	9,76	6,62	11,19

❖ **Les moments isostatiques :**

➤  $L=4,25 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5,981625 \times 4,25^2}{8} = 13,51 \text{ KN.m} .$

➤  $L=3,50 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5,981625 \times 3,50^2}{8} = 9,16 \text{ KN.m} .$

➤  $L=4.55 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5,981625 \times 4,55^2}{8} = 15,48 \text{ KN.m} .$

❖ Les moments en travées :

➤ Cas de travée de rive :

AB=EF :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 8,56$$

Alors

On peut prendre  $M_t = 11,04 \text{ KN.m}$ .

$$\Rightarrow M_t \geq 11,04$$

➤ Cas de travée intermédiaire :BC=DE.

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 3,31$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,89$$

Alors :

On peut prendre  $M_t = 4,98 \text{ KN.m}$ .

➤ Cas de travée intermédiaire :CD.

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 10,34$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \Rightarrow M_t \geq 8,26$$

on peut prendre  $M_t = 10,34 \text{ KN.m}$ .

**Tab.III.2.Les moments de travées**

Travées	E.L.U		E.L.S	
	$M_0 (KN.m)$	$M_t (KN.m)$	$M_0 (KN.m)$	$M_t (KN.m)$
4,25	13,51	11,04	9,76	7,98
3.50	9,16	4,98	6,62	3,53
4,55	15,48	10,34	11,19	7,47

**Tab.III.3.Les moments de Appuis**

	Moment en appui	E.L.U	E.L.S
		$M_{app} (KN.m)$	$M_{app} (KN.m)$
A=F	0	0	0
B=E	$0.5 M_0$	6,752694	4,879697
C=D	$0.4 M_0$	6,191730	4,474328

**Les efforts tranchants :**

$$T(s) = RA - Pu(x) + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$RA = \frac{pL}{2}$$

**Alors :**

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

E.L.U :

Tab.III.4.Les moments de travées

Travées	L(m)	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$
A-B	4,25	12,71	-13,98
B-C	3,50	11,51	-11,51
C-D	4,55	14,97	-14,97
D-E	3,50	11,51	-11,51
E-F	4,25	13,98	12,71

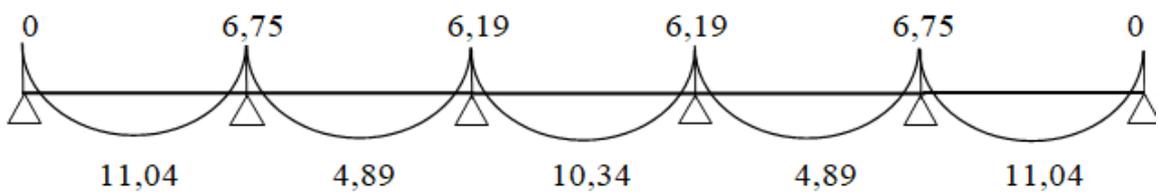
➤ E.L.S :

Tab. III.5.Les moments de travées

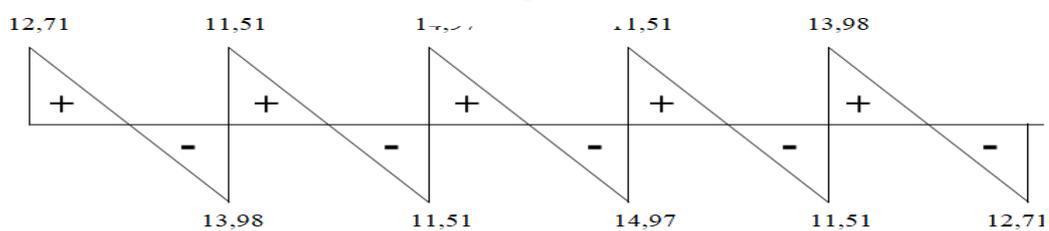
Travées	L(m)	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$
A-B	4,25	9,19	-10,10
B-C	3,50	8,32	-8,32
C-D	4,55	10,82	-10,82
D-E	3,50	8,32	-8,32
E-F	4,25	10,10	-9,19

E.L.U

M



T



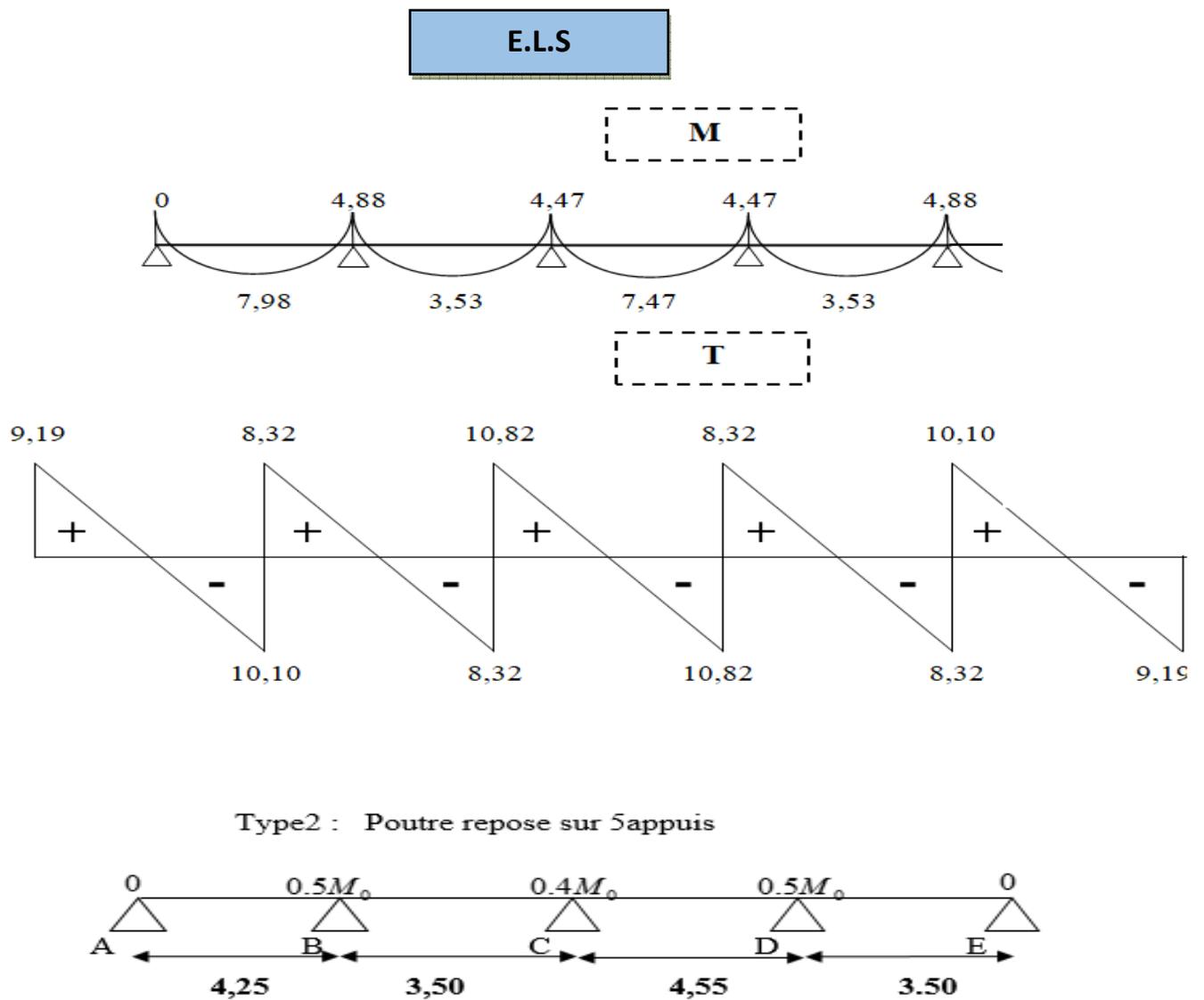


Fig .III.3 : Schémas statiques de type 2.

Les moments :

Tab.III.6.Les moments de appuis :

<i>Appui</i>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b>C.F</b>	0	0,5	0,4	0,5	0
<b>Mos</b>	9,76	6,62	11,19	6,62	-
<b>Mou</b>	13,51	9,16	15,48	9,16	-
<b>Mau</b>	0	6,75	6,19	7,74	0
<b>Mas</b>	0	4,88	4,47	5,59	0

**Tab.III.7.Les moments de travées**

Travée	1	2	3	4
<b>L(m)</b>	4,25	3,50	4,55	3,50
<b>Q</b>	1,50	1,50	1,50	1,50
<b>G</b>	5,15	5,15	5,15	5,15
<b>qu(KN/m)</b>	5,981625	5,981625	5,981625	5,981625
<b>qs(KN/m)</b>	4,3225	4,3225	4,3225	4,3225
<b><math>\alpha</math></b>	0,23	0,23	0,23	0,23
<b>Mos</b>	9,76	6,62	11,19	6,62
<b>Mou</b>	13,51	9,16	15,48	9,16
<b>MTU1</b>	11,04	3,31	9,56	5,91
<b>MTU2</b>	8,56	4,89	8,26	5,81
<b>MTU</b>	11,04	4,89	9,56	5,91
<b>MTS1</b>	7,98	2,39	6,91	4,27
<b>MTS2</b>	6,19	3,53	5,97	4,20
<b>MTS</b>	7,98	3,53	6,91	4,27

**Les efforts tranchants :**

**E.L.U :**

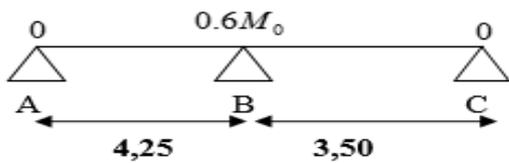
**Tab. III.8.Les efforts tranchants ELU**

Travées	L(m)	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	4,25	12,71	-13,98
B-C	3,50	11,51	-11,51
C-D	4,55	14,97	-14,97
D-E	3.50	11,51	-11,51

**Tab.III.9.Les efforts tranchantsE.L.S :**

Travées	L(m)	T <sub>d</sub> (N)	T <sub>g</sub> (N)
A-B	4,25	9,19	-10,10
B-C	3,50	8,32	-8,32
C-D	4,55	10,82	-10,82
D-E	3,50	8,32	-8,32

Type3 : Poutre repose sur 3appuis



**Fig .III.3 :** Schémas statiques de type 3.

**Les moments :**

**Tab.III.10.Les moments en appuis :**

Appui	A	B	C
<i>C.F</i>	0	0,6	0
<i>Mos</i>	9,76	6,62	-
<i>Mou</i>	13,51	9,16	-
<i>Mau</i>	0	8,10	0
<i>Mas</i>	0	5,86	0

**Tab.III.11:** Les moments de travées :

Travée	1	2
L(m)	4,25	3,50
Q	1,50	1,50
G	5,15	5,15
qu(KN/m)	5,981625	5,981625
qs(KN/m)	4,3225	4,3225
$\alpha$	0,23	0,23
Mos	9,76	6,62
Mou	13,51	9,16
MTU1	10,37	5,73
MTU2	8,56	5,81
MTU	10,37	5,81
MTS1	7,49	4,14
MTS2	6,19	4,20
MTS	7,49	4,20

Les efforts tranchants :

**Tab.III.12:** Les efforts tranchants E.L.U :

Travées	L(m)	T <sub>d</sub> (N)	T <sub>g</sub> (N)
A-B	4,25	12,71	-14,62
B-C	3,50	12,04	-10,47

**Tab.III.13:** Les efforts tranchants E.L.S :

Travées	L(m)	T <sub>d</sub> (N)	T <sub>g</sub> (N)
A-B	4,25	9,19	-10,56
B-C	3,50	8,69	-7,56

**b- Calcul du ferrailage :**

**Tab.III.14:les Moment et Les effort tranchant ELU et ELS :**

Travées (m)	Mmax à l'appui (KNm)	Mmax à la travée(KNm)	Tmax
ELU	-8,10	13,27	14,97
ELS	-5,86	9,59	

**L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

\*  $c_0 \geq 1 \text{ cm}$  (fissuration peu

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2.$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2}$$

Alors on adopte  $c=2 \text{ cm}$ .

❖ **Calculus des armatures longitudinal :**

❖ **E.L.U :**

➤ **En travées :**

$$M_u = 13,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment fléchissant ( $M_{table}$ ).

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59,072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_u^{\max} = 13,27 < 59,072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Donc la section en "T" sera calculer comme une section rectangulaire de largeur  $b=65\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{13270}{14.2 * 65 * 18^2} = 0.0444 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,0444 \Rightarrow \beta = 0.977 \Rightarrow \alpha = 0.0568$$

$$A^U = \frac{M_t}{\sigma_s \beta d} = \frac{13270}{348 * 0.977 * 18} = 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

**Tab.III.15:Tableau récapitulatif des résultats:**

❖ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1) :**

$M^a(\text{N.m})$	$b_0(\text{cm})$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A(\text{cm}^2)$
-8,10	10	0.176	0,392	0.244	0.902	1,43

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- En Travée :  $A_{\min} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$
- Sur Appuis :  $A_{\min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,22 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4):**

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

- En Travée :  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$ .
- Sur Appuis :  $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$ .

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$$

**Tab.III.16:Tableau récapitulatif des résultats:**

Elément	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_m'(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
Travée	2,17	1.41	1.30	2,17	2HA12=2.26
Appuis	1,43	0.22	0.20	1,43	1HA14=1,54

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

D'après le BAEL83 :

La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tab.III.17:Tableau récapitulatif des résultats :**

Élément	$\alpha$	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	$\gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.057	13,27	9,59	1.38	25	0.44	CV
Appuis	0,244	8,10	5,86	1.38	25	0.44	CV

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après BAEL91 (A.5.1, 1).....page51

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$T_u$  : la valeur de l'effort tranchant vis -à -vis à l'E.L.U.

$b_0$  : désigne la largeur de l'âme.

$d$  : la hauteur utile de la nervure.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14970}{100 \times 180} = 0,83 \text{ Mpa} .$$

Les armatures d'âme sont droit ( $\perp$  à la fibre moyenne) donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.83Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots(CV).$$

❖ **Diamètre minimale  $\phi_t$**  : .....BAEL91 (A.7.2, 2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\Phi l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5, 71; 10; 10)$$

Soit  $\phi_t = 6mm$  FeE235

Donc en adopte des cadres  $\phi 6$  d'où :  $A_t = 2 \phi 6 = 0.56cm^2$  de nuance FeE235.

❖ **Espacement des cadres** : ..... BAEL91 (A.5.1, 22) page 53 et page 55 :

- $S_t1 \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(16, 2; 40) cm$

$$S_t1 = 16, 2 cm$$

- $S_t2 \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,56 \times 235 / 0,4 \times 10 = 32,9 cm$

- $S_t3 \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$S_t3 \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (0,83 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 51,49 cm$$

Suit:  $S_t \leq \min(S_t1; S_t2; S_t3)$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 32,9 ; 51,49) \rightarrow S_t = 16,2cm$$

Alors en prend :  $S_t = 15 cm$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

❖ **Condition de la flèche :**

➤ BAEL91 (B.6.8, 424) ....page 172-173.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.049 > 0.044 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M t}{15 M_0} \Rightarrow 0.049 > 0.041 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b_{\phi} \cdot d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 < 0.015 \dots\dots\dots c.v$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

❖ **La dalle mince (Table de compression) :**

➤ BAEL91 (B.6.8, 423).....page 171.

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE235 →  $f_e=235\text{MPa}$

❖ Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :

L'écartement « L » entre axes des nervures égales à 65 cm donc :  $L_n=65\text{cm}$

$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$ .

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106\text{cm}^2.$$

On adopte:  $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1,17\text{cm}^2$  .

➤ **Espacement :**

n : nombres des barres.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

❖ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1,106}{2}$$

$$A_{//} = 0,55\text{cm}^2$$

En adopte :  $A_{//} = 3\phi 5 = 0,59\text{cm}^2$ .

➤ **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm}$$

$S_t = 30\text{cm}$ .

Donc on choisi un treilli soudé TS  $\phi 5$  (20x30)  $\text{cm}^2$ .

$A_{//} = 3\phi 5/\text{ml}$ ;  $e = 30\text{cm}$ .

$A_{\perp} = 6\phi 5/\text{ml}$ ;  $e = 20\text{cm}$ .

❖ **Ferraillage des planchers :**

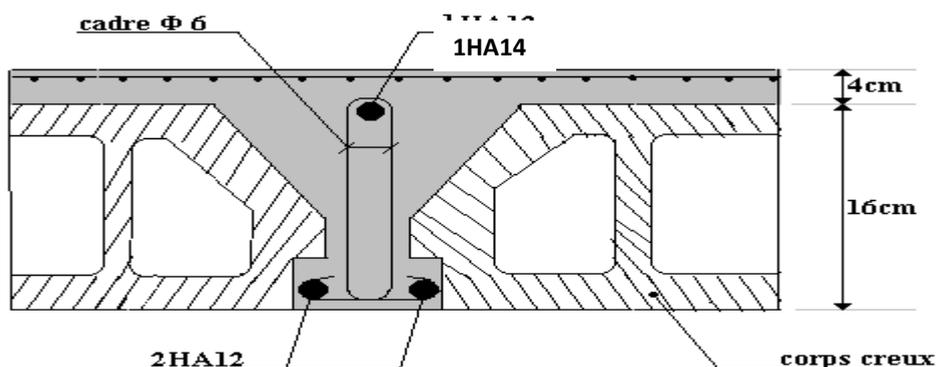


Fig.III.4 : Ferrailage des planchers.

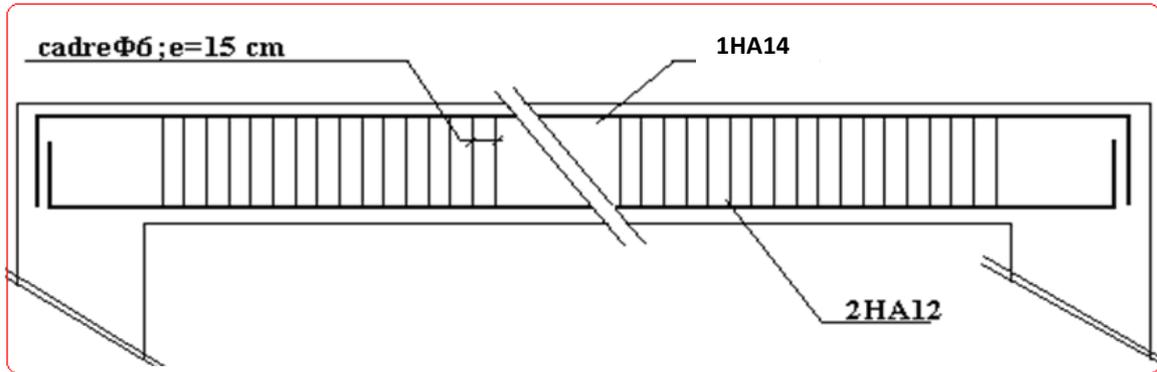


Fig.III.5: Ferrailage de nervures.

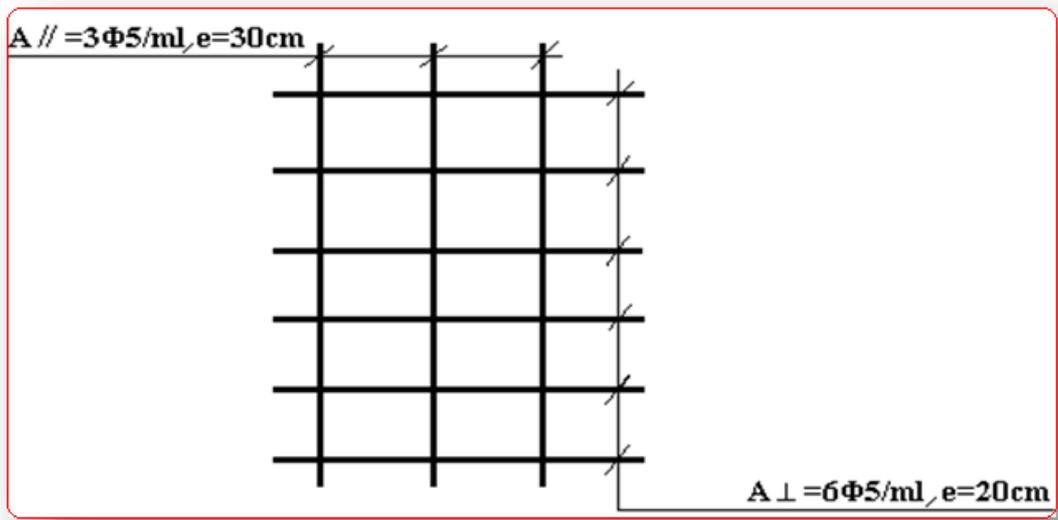


Fig.III.6. Ferrailage de la dalle de compression

## III.3. L'ESCALIER

### III.3.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

### III.3.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) 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.

### III.3.3.Evaluation des charges :

◆ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

• **Charges et surcharges des escaliers :**

A. Palier :

**Tab.III.18.Charges et surcharges dePalier :**

	$\gamma$ ( $kg/m^3$ )	$e$ ( $m$ )	Charges ( $kg/m^2$ )
<b>Carrelage</b>	<b>2200</b>	<b>0,02</b>	<b>44</b>
<b>Mortier de pose</b>	<b>2000</b>	<b>0,05</b>	<b>100</b>
<b>Poids propre de palier</b>	<b>2500</b>	<b>0,15</b>	<b>375</b>
<b>Enduit ciment</b>	<b>2000</b>	<b>0,02</b>	<b>40</b>

<b>G =</b>	<b>559</b>	<b>( <math>kg/m^2</math> )</b>
------------	------------	--------------------------------

$Q =$	250	(kg/m <sup>2</sup> )
-------	-----	----------------------

**B. Paillasse:**

**Tab.III.19 Charges et surcharges de Paillasse :**

	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e$ (m)	Charges(kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	0,15/ cos $\alpha$	445
Enduit ciment	2000	0,02	40

$G =$	756	(kg/m <sup>2</sup> )
$Q =$	250	(kg/m <sup>2</sup> )

Surcharge d'exploitation :  $q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500$  N/ml

➤ **Combinaisons d'action :**

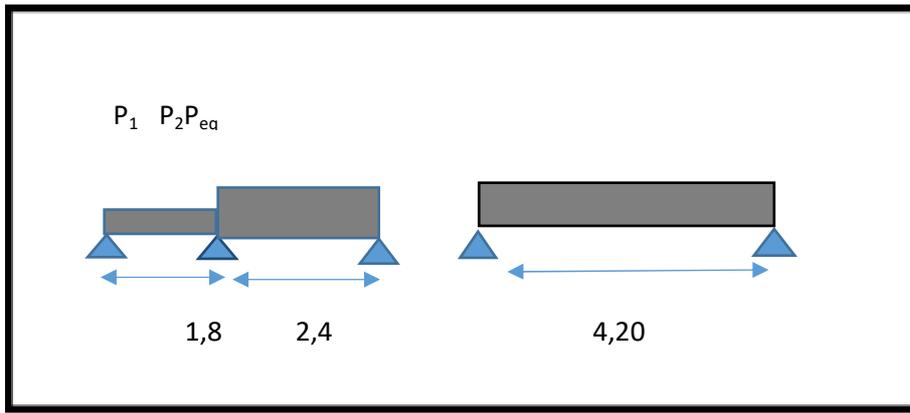
- E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- E.L.S :  $P_{ser} = G + Q$

**Tab. III.20 Tableau récapitulatif des résultats :**

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	11296,5	13956
ELS	8090	10060

➤ **La charge équivalente :**



**Fig.III.7 : schéma des charges equivalent**

La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique  $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis :  $M_a = 0,3 \cdot M_o$

-Moment en travée :  $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

**Tab.III.21:tableau récapitulatif :**

	$P_{eq}$ (N/ml)	$M_o$ (N.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	$T_u$ (N)
<b>ELU</b>	12821,36	28271,10	8481,33	24030,435	26924,856
<b>ELS</b>	9215,71	20320,64	6096,192	17272,544	19352,991

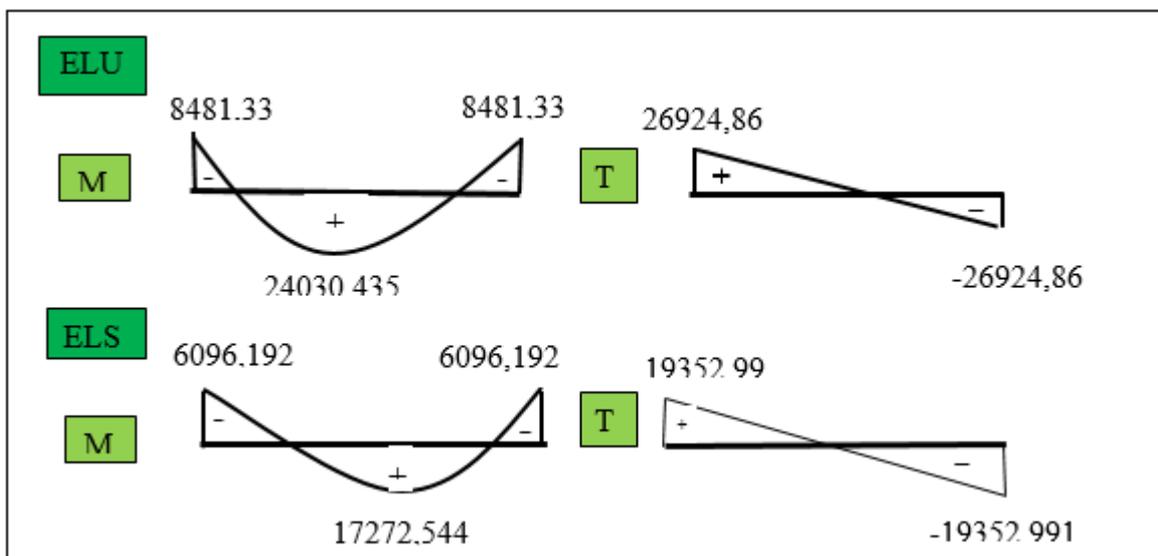


Fig.III.8:schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

### III.3.4.Calcul de ferrailage :

#### III.3.4.1.Armatures longitudinales:

- E.L.U :

$$f_c = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_\ell = 0.392 , \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{\lambda} = 0 ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{L'enrobage : } c=2 \rightarrow e=15 \text{ cm} \quad d=13 \text{ cm} \quad b= 1.0 \text{ m}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tab.III.22:tableau récapitulatif :

	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	24030,435	0,100	0,132	0,947	5,61
<b>Appuis</b>	8481,33	0,0353	0,045	0,982	1,91

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tab.III.23:tableau récapitulatif :**

	Mu (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En travée</b>	24030,435	17272,544	1,39	25	0,445	<b>vérifier</b>
<b>Sur appuis</b>	8481,33	6096,192	1,39	25	0,447	<b>vérifier</b>

**condition de non fragilité :** BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimal d'armatures :

$$- A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$- A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.100.15 = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

**Tab.III.24:tableau récapitulatif :**

	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>1</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>2</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	1,91	1,569	1,5	1,91	2,01=4T8
<b>Travée</b>	5,61	1,569	1,5	5,61	5,65=5T12

**III.3.4.2.les armatures de répartitions :**

$$A_t = A_l / 4$$

**Tab.III.25:tableau récapitulatif :**

Elément	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	5,65	1,41	1,51 cm <sup>2</sup> = 3T8
Appuis	2,01	0,5025	0,85 cm <sup>2</sup> = 3T6

### III.3.5. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

#### a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

#### b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

### III.3.6. vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26924,856}{1000 \times 130} = 0,207$$

$$= 0,207 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

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

$$\tau_u = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

**III.3.7.Vérification de la flèche:**BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0,0375 < 0,085 \dots\dots\dots (\text{condition non vérifier})$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{Fe} \Rightarrow \frac{5,61}{100*13} = 0,00431 < \frac{4,20}{400} = 0,01 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0,0357 < 0,0625 \dots (\text{condition non vérifier})$$

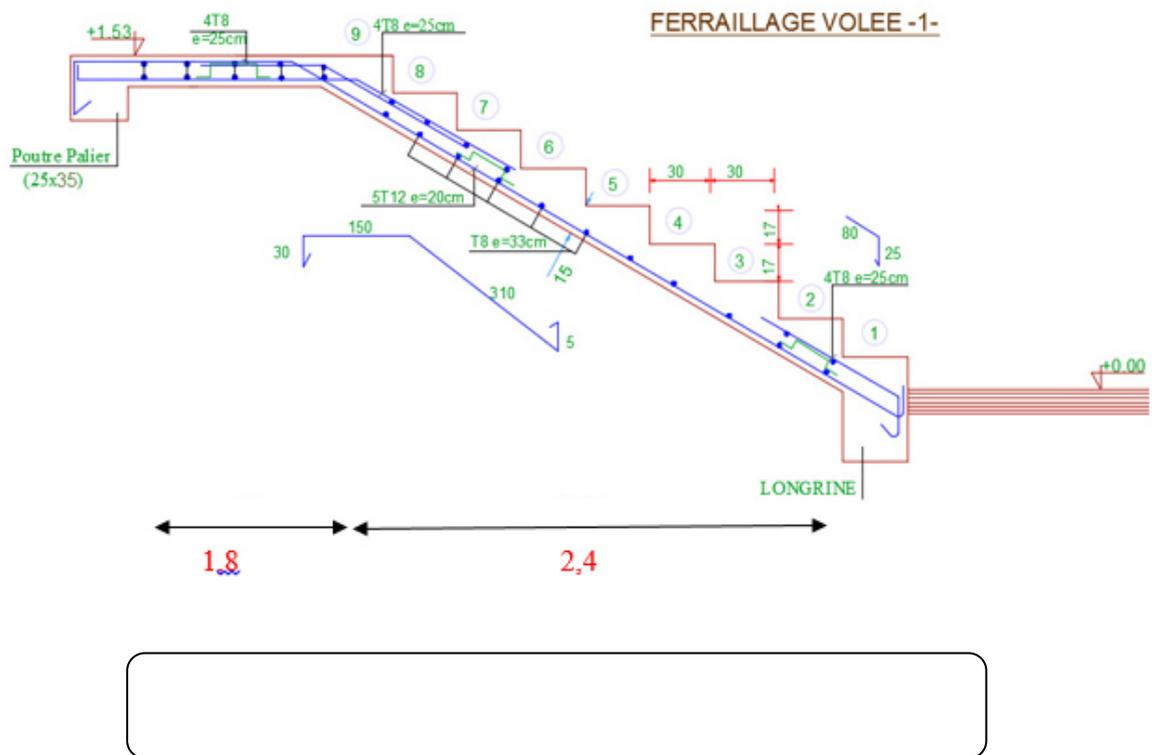
Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

28271,10

24030,435



### **III.4.POUTRE PALIERE**

#### **III.4.1.Définition :**

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

#### **III.4.2.Pré-dimensionnement:**

D'après le RPA  $h \geq 30cm$  ; Donc on prend  $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$  ; On prend  $b = 25cm$

D'après le RPA : -  $b \geq 20cm$  (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palière est  $(25 \times 35)cm^2$

### III.4.3. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18 \text{ KN / ml}$

- poids du mur :  $2,66 \times 1,82 = 4,84 \text{ KN/ml}$

- Poids de plier:

•  $G = 5,59 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la paillasse

•  $G_p = 7,56 \text{ KN/m}^2$

On prend une largeur d'escalier qui est:  $b = 1 \text{ m}$  donc les charges sont

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,59 \text{ KN / ml}$$

$$q_{Pu} = 7,56 \times 1 = 7,56 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{5,59 \times 1,8 + 7,56 \times 2,4}{2} + 2,18 + 4,84 = 21,123 \text{ KN / ml}$$

➤ **Combinaison d'action :**

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

- À l'ELU :  $P_U = 1,35 \times 21,123 + 1,5 \times 2,5 = 32,27 \text{ KN / ml}$

- À l'ELS :  $P_{ser} = 21,123 + 2,5 = 23,623 \text{ KN / ml}$

### III.4.4. Ferrailage (ELU) :

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{32,27 \times 4,55^2}{24} \Rightarrow 27,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{32,27 \times 4,55^2}{12} \Rightarrow 55,67 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{32,27 \times 4,55}{2} \Rightarrow 73,41 \text{ KN.m}$$

**- En travée :**

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27840}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,962$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27840}{348 \times 0,962 \times 33} = 2,15 \text{ cm}^2.$$

4T12 avec  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

**- En appui :**

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{55670}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,144$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,144}) = 0,195$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,922$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55670}{348 \times 0,922 \times 33} = 5,26 \text{ cm}^2.$$

**-Vérification à ELS :**

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 61,13 \text{ KN.m}$$

**-En travée :**

Aucune vérification à l'ELS si :  $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{83,51}{61,13} = 1,37$$

$$\alpha = 0,093 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,433$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

**-En appui :**

$$\alpha = 0,195 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,433$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,996 \text{ cm}^2 \leq 5,26 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2 \text{ (RPA (art 7.5.1.2))}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (4,52 ; 5,26) \Rightarrow A_s = 5,26 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte ; 4T14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

### III.4.5.Vérification :

#### -Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{73,41}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 126,57 \text{ KN / m}^2 = 0,126 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,126 \text{ Mpa}$$

**Exigence du RPA :**

#### armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :  $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left( \frac{35}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$ , dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm<sup>2</sup>)

•  $S \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$  , Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83\text{cm}^2$  , donc on adopte 4T8 ( $2,01\text{cm}^2$ ).

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{455} = 0,0769 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0769 > 0,033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} \succ A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 33}{400} = 8,25 \succ A_s = 4,37 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**III.4.6. Calcul de la poutre palière a la torsion :**

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

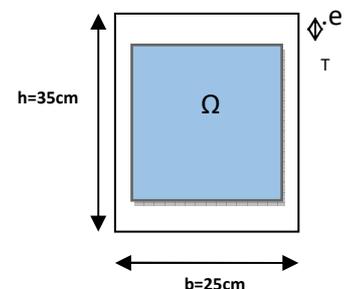
Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16\text{cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est :  $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 7735,32\text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{7735,32}{2 \times 642,26 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,447\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$



**Fig.III.9.1.: Coupe Poutre palière**

**-Armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{103,36 \times 7735,32}{2 \times 642,26 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

**Tab.III.26:tableau récapitulatif :**

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	BARRES
Appuis	5,26	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	6,15	4,52	6,98	3T14+3T10
Travée	2,15	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	3,04	4,52	6,98	3T14+3T10

Tenant compte des aciers de flexion :  $A_r = A_t + A_s$

**Armatures transversales :**

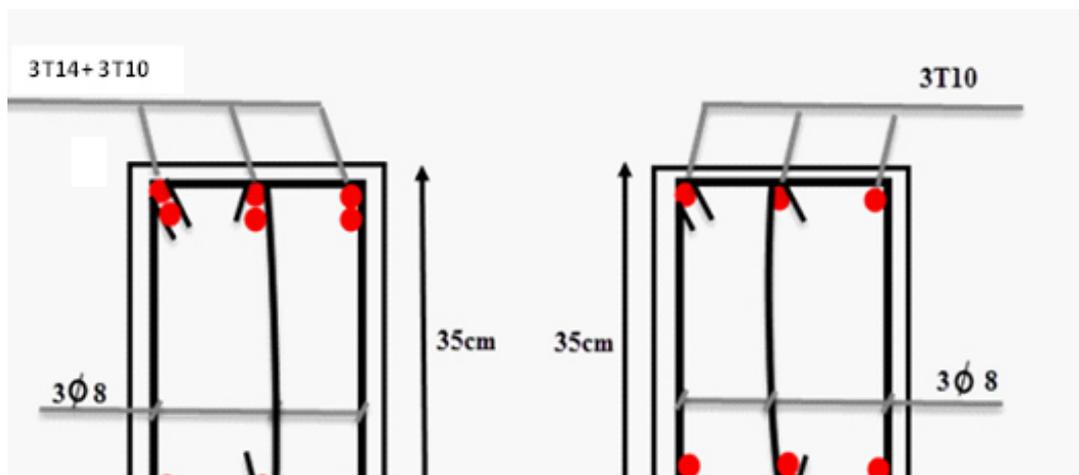
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7912,77}{2 \times 642,26 \times 348} = 0,018 \text{ cm}^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espaceur d'armature.

On prend un espaceur de 15cm Soit :  $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

**III.4.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :**

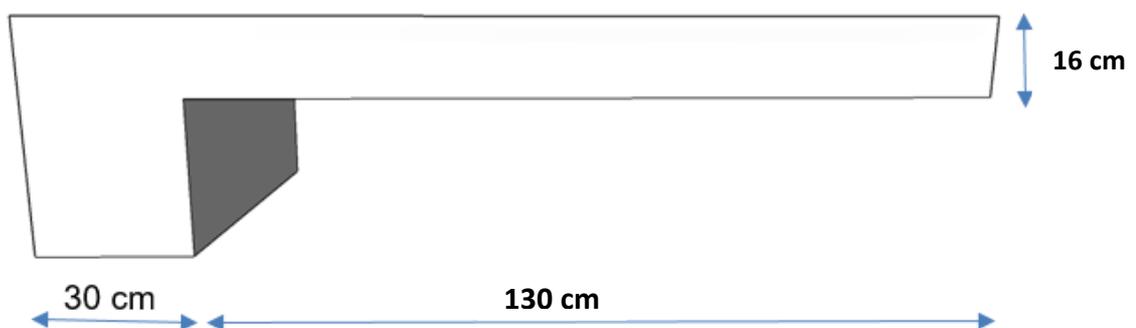


**Fig.III 10: Schéma de ferrailage de la poutre palière.**

### **III.5.LES BALCONS**

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encastrée dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à L'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.



**Fig.III.11.Schéma de balcon.**

### III.5.1. Étage courant type (1) :

**Charge permanente:** On a :  $G=5040 \text{ N/m}^2$

**Surcharge d'exploitation:**  $Q = 3500 \text{ N/m}^2$ .

### III.5.2. Calcul des sollicitations

La hauteur du mur :  $h = 3.06 - 0,16 = 2,90 \text{ m}$ .

On prend une bande de 1 m.

$$P = 1820 \times 2,90 = 7540 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L \\ &= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times \frac{1,30^2}{2} + 1,35 \times 7540 \times 1,30 \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_u = 18489,6 \text{ N.m.}$$

$$\begin{aligned} T_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p \\ &= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times 1,30 + 1,35 \times 7540 \end{aligned}$$

$$\rightarrow T_u = 23438,4 \text{ N.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{ser}} &= (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L \\ &= (5040 + 3500) \times \frac{1,30^2}{2} + 7540 \times 1,30 \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 13460,7 \text{ N.m}$$

### III.5.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons .

-fissuration peu nuisible

On prend :  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18489,6}{14,2 \times 100 \times (14)^2} = 0,066 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$= 0,066 \rightarrow \alpha = 0,085 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18489,6}{348 \times 0,966 \times 14} = 3,93 \text{ cm}^2.$$

### III.5.3.1. Vérification :

- Vérification à l'E.L.U :

**-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

**-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)**

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

**-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$T_u = 23438,4 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23438,4}{1000 \times 140} = 0,167 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18489,6}{13460,7} = 1,37$$

$$\alpha = 0,100 \leq (1,37 - 1) / 2 + (25/100) = 0,436 \quad \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$ .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (3,93 ; 1,69 ; 1,6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

**-Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

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

**-Espacement des armatures :**

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit :  $S_r = 25 \text{ cm}$ .

### III.5.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{Fe} \rightarrow 0.00347 < \frac{4.20}{400} = 0.011 \quad (\text{c. v})$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

### III.5.5. Etage terrasse Type (2) :

- Charge permanente :

**Tab.III.27: tableau récapitulatif :**

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charges ( $\text{N/m}^2$ )
1	Gravillon de protection	0,05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0,02	6000	120
3	Isolation thermique	0,04	4000	160
4	Béton de pente	0,1	20000	2000
5	Plancher dalle pleine	0,16	25000	4000

6	Enduit en plâtre	0,02	10000	200
			<b>TOTAL</b>	<b>G = 7480(N/m<sup>2</sup>)</b>

$g_1 = 7480 \text{ N/m}^2$  (charge permanents).

Surcharge d'exploitation:  $Q = 1000 \text{ N/m}^2$ .

charge de l'acrotère :  $P = 1712,5 \text{ N/ml}$

### III.5.5.1. Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L$$

$$= (1,35 \times 7480 + 1,5 \times 1000) \times 1,30^2 / 2 + 1,35 \times 1712,5 \times 1,30$$

$$\rightarrow M_u = 9559,85 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$= (1,35 \times 7480 + 1,5 \times 1000) \times 1,30 + 1,35 \times 1712,5$$

$$\rightarrow T_u = 15069,7 \text{ N.m}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$= (7480 + 1000) \times 1,30^2 / 2 + 1712,5 \times 1,30$$

$$\rightarrow M_{ser} = 7014,2 \text{ N.m}$$

### III.5.5.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

-fissuration peu nuisible

On prend :  $C = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9559,85}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,0398 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$=0,0398 \rightarrow =0,0508 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9559,85}{348 \times 0,978 \times 13} = 2,16 \text{ cm}^2.$$

### III.5.6. Vérification :

#### ➤ Vérification à l'E.L.U :

-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimal :

$$A_L \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 16 = 4 \text{ cm}^2.$$

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 15069,7 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15069,7}{1000 \times 130} = 0,12 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,25 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,12 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### ➤ Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18667,4}{13726,9} = 1,360$$

$$\alpha = 0,100 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \rightarrow \text{(C.V)}$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$ ,

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (2,16 ; 1,56 ; 4) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

**-Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

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

**Espacement des armatures :**

A) armature longitudinal

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_L = 25\text{cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_r = 25 \text{ cm}.$$

**III.5.7. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :**

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{110} = 0.145 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00347 < \frac{4.20}{400} = 0.0105 \quad (\text{c. v})$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

### III.5.8. Ferrailage des balcons :

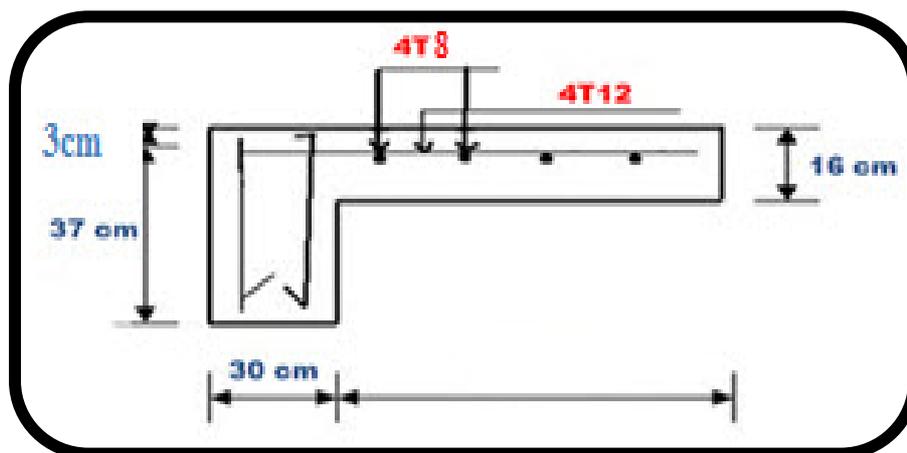


Fig.III.12: Plan de ferrailage du balcon type (1).

### III .6 .Calcul de l'acrotère :

#### III.1. Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant les sommets du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section

La plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est

exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

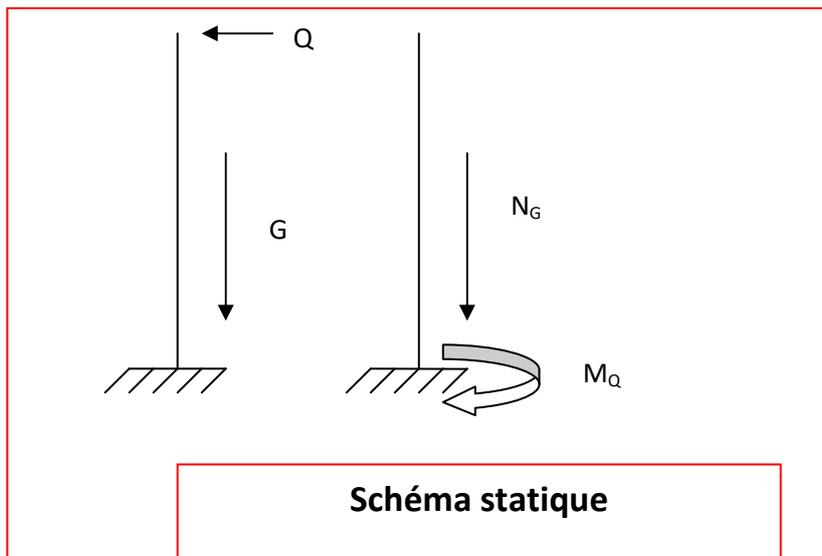


Fig III.13 :schéma statique.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

### III.2.La charge permanente :

➤ La surface :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,5 \times 0,1 \times 0,05)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

➤ La charge :  $G = \rho \times S$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

✓ béton armé :  $G_1 = (\rho \times S) = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml.}$

✓ Enduit de ciment : (2 couches de 1,5 cm)

$$G_2 = 2 \times 0,6 \times 15 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN/ml.}$$

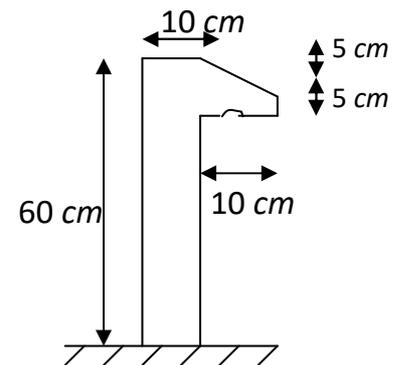
$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 1,69 + 0,27 = 1,96 \text{ KN/ml.}$$

Donc :  $G = 1,96 \text{ KN/ml.}$

### III.3.La charge d'exploitation :

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicitée l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m



$Q = 1 \text{ KN/ml}$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (I1a) donc :

- $A = 0.15$  selon le tableau 4.1.
- $C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1.

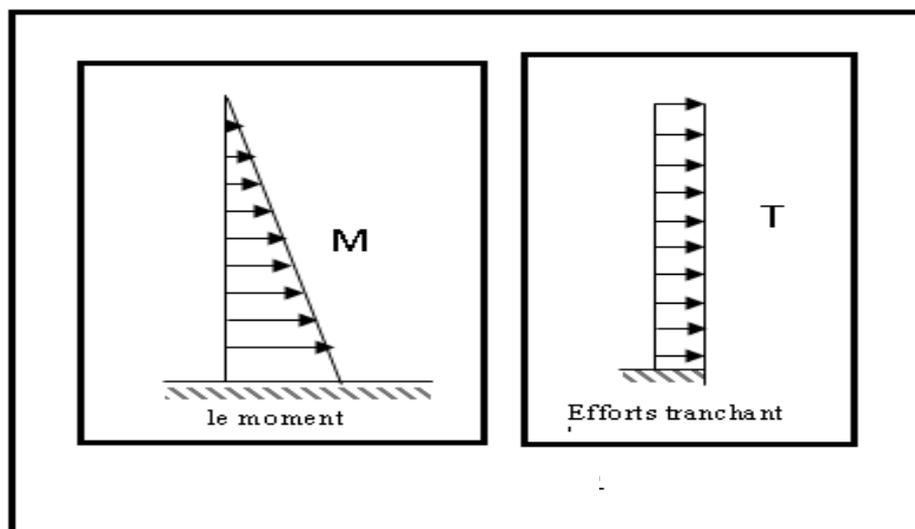
Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1960 = 940.8 \text{ N/ml.}$$

$$\diamond F = \max(Q; F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N / ml .}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranche  $T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$ .



**Fig III.14:**schéma statique.

**III.4.:Sollicitation :**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kgm}$$

$$N_u = g = 196 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

### III.5. Combinaison d'action :

#### ➤ E.L.U :

$$\diamond N_u = 10 \times N_g = 1960 \text{ N/m}\ell$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$\diamond M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

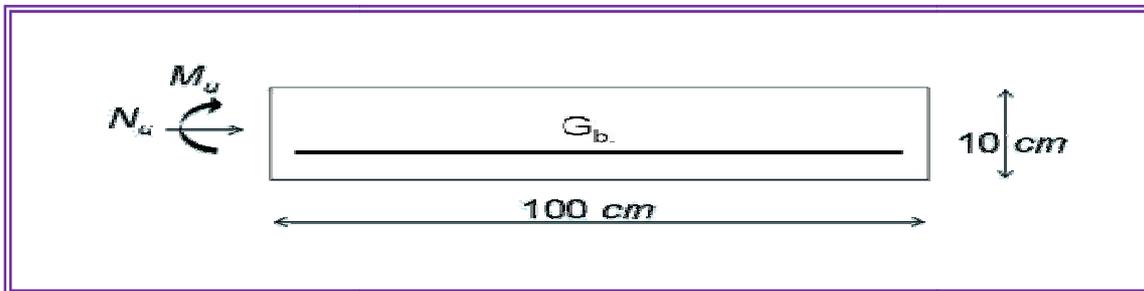
$$\diamond T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}\ell$$

#### ➤ E.L.S :

$$\diamond N_{ser} = N_g = 1960 \text{ N/m}\ell$$

$$\diamond M_{ser} = M = 600 \text{ N.m}\ell$$

### III.6. Calcul de ferrailage :



FigIII.15:schéma de la section d'armature

➤ La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$

➤ On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ( $c=3 \text{ cm}$ ).

### III.6. Armatures Longitudinales :

#### ➤ E.L.U :

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1960} = 0.459 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.459 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1960 \left[ \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 939.2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{939.2}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu l = 0.392.$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.0135)}}{0.8} = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{935.9}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.386 \text{ cm}^2$$

**-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1960}{100 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

**III.7.Vérification :**

➤ **E.L.U :**

❖ **Condition De Non Fragilité : BAEL83 (A.4.2.1).**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_0 - 0.455 \times d}{e_0 \times 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[ \frac{45.9 - (0.455 \times 7)}{45.9 - (0.185 \times 7)} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

$$A_l = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A = \max(A^{cal}; A^{\min}; A_l) \Rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

En plus, les règles de BAEL 83 Art B.5.3.3; indiquent que les armatures longitudinales doivent être disposées de telle sorte que :

$$S_l \leq \min(2.5h; 25\text{cm}) \rightarrow S_l \leq 25\text{cm} \quad \text{on prend } S_l = 20\text{cm}$$

*h*: hauteur du béton

❖ **Evaluation des armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend : } A_r = 3\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

❖ **La contrainte de traction d'armature :**

$$\text{Fissuration Préjudiciables : } \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.  $\eta$ :

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\overline{\sigma}_s \leq \min(266.67; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

❖ **La contrainte de compression du béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

❖ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1960} = 0.306 \text{ m} = 30.6 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_{bc} - \frac{h}{2} = 30.6 - \frac{10}{2} = 25.6 \text{ cm}.$$

**Tab.III.28:tableau récapitulatif :**

Compte tenu les convention des signes : c=- 25.6 cm.

C = -25.6 cm.

d = 7 cm.

b = 100 cm.

A' = 0      A = 2.51 cm<sup>2</sup>

⇒

<b>M<sub>1</sub>(N.m)</b>	<b>μ</b>	<b>α</b>	<b>β</b>	<b>A<sub>1</sub><sup>u</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>939.2</b>	<b>0.0135</b>	<b>0.017</b>	<b>0.993</b>	<b>0.386</b>	<b>0.33</b>

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c)$$

$$p = -3(25.6)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)$$

$$p = -1892.4$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

$$q = -2(25.6)^3 - 0 - \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)^2$$

$$q = 31153.7$$

$Y_2$  : racine de l'équation cubique :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 1892.4y_2 + 31153.7 = 0$$

$$\text{on calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (31153.7)^2 + \frac{4(-1892.4)^3}{27} = -33450057 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{3(31153.7)}{2(-1892.4)} \sqrt{\frac{-3}{-1892.4}} \right)$$

$$\varphi = \text{Arc cos}(-0.98)$$

$$\varphi = 170.65^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{-(-1892.4)}{3}} = 50.23 \text{ cm}$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3}\right) \Rightarrow y_{21} = 27.44$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 120\right) \Rightarrow y_{22} = -50.15$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 240\right) \Rightarrow y_{23} = 22.71$$

La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

$$y_{ser} = y_2 + C$$

$$y_{ser1} = y_{21} + C = 27.44 + (-25.6) = 1.84$$

$$y_{ser2} = y_{22} + c = -50.15 + (-25.6) = -75.75$$

$$y_{ser3} = y_{23} + c = 22.71 + (-25.6) = -2.89$$

Puis  $y_1 = y_2 + c$  on prend :

$$0 \leq y_1 \leq d \Rightarrow 0 \leq y_1 = 1.84 \leq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c) - A(d - y_1)]$$

$$S = \frac{100 * (1.84)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 1.84)] = 25$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1960}{100 \times 25} = 0.748$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.748 \times 1.84 = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.748(7 - 1.84) = 57.89 \text{ Mpa}$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b] \text{ et } \sigma_s \leq [\sigma_s]$$

Donc et par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures:

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ qui égale a } 5 \text{ } \emptyset 8 \text{ avec } S_{tt} = 20 \text{ cm.}$$

### III.8. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On peut utiliser l'inégalité suivante:

$$[\tau_u] \leq \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

Avec  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

$$[\tau_u] \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa})$$

$$[\tau_u] \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

Donc on prend :

$$[\tau_u] = 2.5 \text{ Mpa}$$

### III.9. calcul de la contrainte tangente conventionnelle :

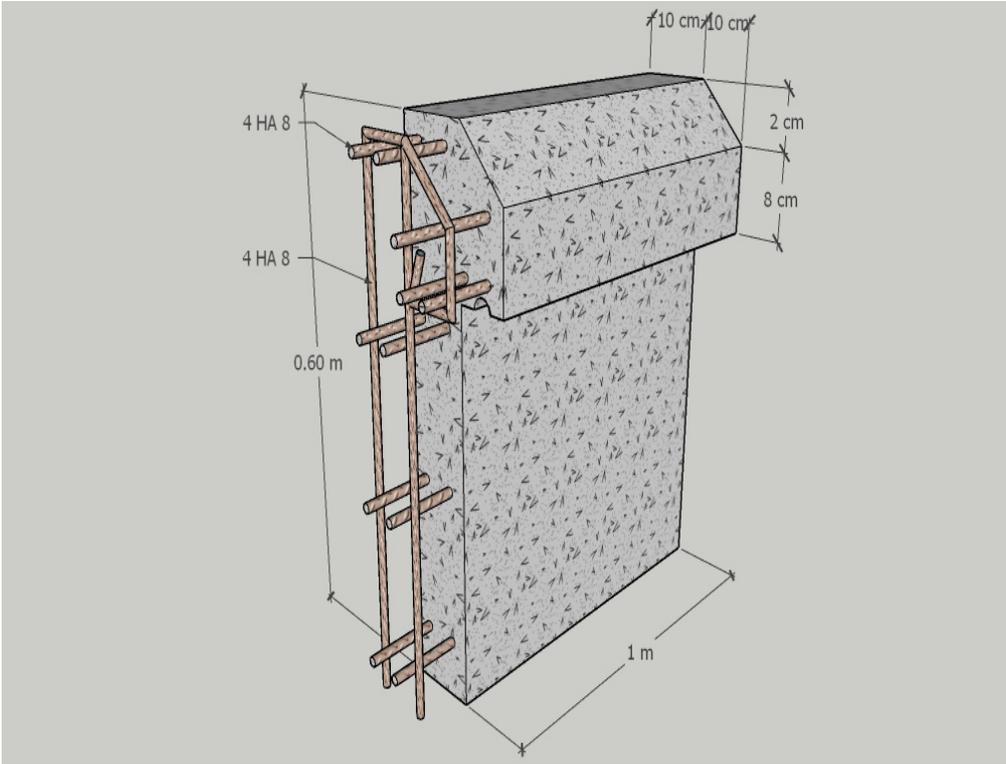
$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u \leq [\tau_u]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.10.Presentation du ferrailage :**



**Fig III .16 :**ferrailage de l'acrotère

# CHAPITRE IV :

## Etude dynamique et sismique

## **IV. Etude dynamique et sismique**

### **IV.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 a été conduite par le logiciel ROBOT.

### **IV.2.Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très Complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de Simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **IV.3.Choix de la méthode de calcul :**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- ✚ La méthode statique équivalente.
- ✚ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone IIa, groupe d'usage 2 et hauteur > 23m).

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifier avec le logiciel ROBOT.

### **IV.4.Présentation de la méthode modale spectrale :**

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

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

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

Avec :  $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

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

$V_{st}$  : L'effort tranchant statique à la base de bâtiment. RPA (Formule 4.1)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Coefficients d'accélération de zone « A » RPA (Tableau 4.1)

**Tab IV 1 Coefficients d'accélération A**

Groupe	ZONE			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

{ Groupe d'usage2  
Zone IIa ⇒ A = 0,15

❖ **Facteur de qualité « Q » RPA (formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum P_q$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le RPA ( tableau4.4) à noter que c'est la même dans les deux sens.

Tab IV 2 Facteur de qualité « Q »

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2	Redondance en plan	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0
4	Régularité en élévation	oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
6	Contrôles d'exécution	non	0.10

Donc:  $Q_x = Q_y = 1.2$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du

facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases} \quad \text{RPA (formule 4.2)}$$

Avec  $T_2$ : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le

RPA (tableau 4.7)

On a un site meuble S2  $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

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

$\xi$  est donné par le RPA (tableau 4.2)

Tab IV 3 coefficient d'amortissement critique

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc :

$$\xi = 7 \% \longrightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

➤ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite

Valeur obtenue par RPA (formules 4.6 et 4.7).

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

**Avec :**

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA (tableau 4.6).  $C_T=0.05$

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

$$D = \begin{cases} Dx = 20,45m \\ Dy = 16,97 m \end{cases}$$

**Pour le sens transversal :**

$$h_N = 30.60 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T = 0.65 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{20,45}} = 0.61 \text{ s}$$

On prendre :  $T_x = \min ( T , T_x )$

On a :  $T_2 (s_2) = 0.4 \text{ s}$

$$\text{Alors : } Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T_x \leq 3s$$

Donc  $D_x = 1.66$

• **Pour le sens longitudinal :**

$h_N = 30.69 \text{ m}$

Donc :  $T = 0.65 \text{ s}$

$$T_y = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{16.97}} = 0.67s$$

On prendre :  $T_y = \min ( T , T_y )$

On a :  $T_2 (s_2) = 0.4 \text{ s}$

$$\text{Alors : } Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T_y \leq 3s$$

Donc  $D_y = 1.59$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure «R »**

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :  $R = 5$  RPA (tableau 4.3)

Pour la justification de l'interaction portique–voiles. RPA (Art 3.4), on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales de la structure :

Donc : Sens xx  $3065,38 / 3458,73 = 88.62 \text{ \%} < 20 \text{ \%}$  non vérifiée

Sens yy  $3194,79 / 3447,37 = 92,67 \text{ \%} < 20 \text{ \%}$  non vérifiée

Donc nous changeons la condition de système de contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction en un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé  $R=3.5$  RPA (tableau 4.3)

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par le voile

❖ **poids de la structure « w »**

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donné par RPA (tableau 4.5)

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant  $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$  RPA (formule 4.5)

Tab IV 4 Tableau récapitulatif

Paramètre	Résultat
A	0.15
Q	1.2
R	3.5
Dx	1.66
Dy	1.59
W	36266,47

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_l = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.20 \times 36266,47}{3.5} = 3096,12 \text{ KN}$$
$$\Rightarrow V_t = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.20 \times 36266,47}{3.5} = 2965,56 \text{ KN}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par élément fini dénommé **ROBOT**

## IV.5.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003

### IV.5.1Vérification le période :

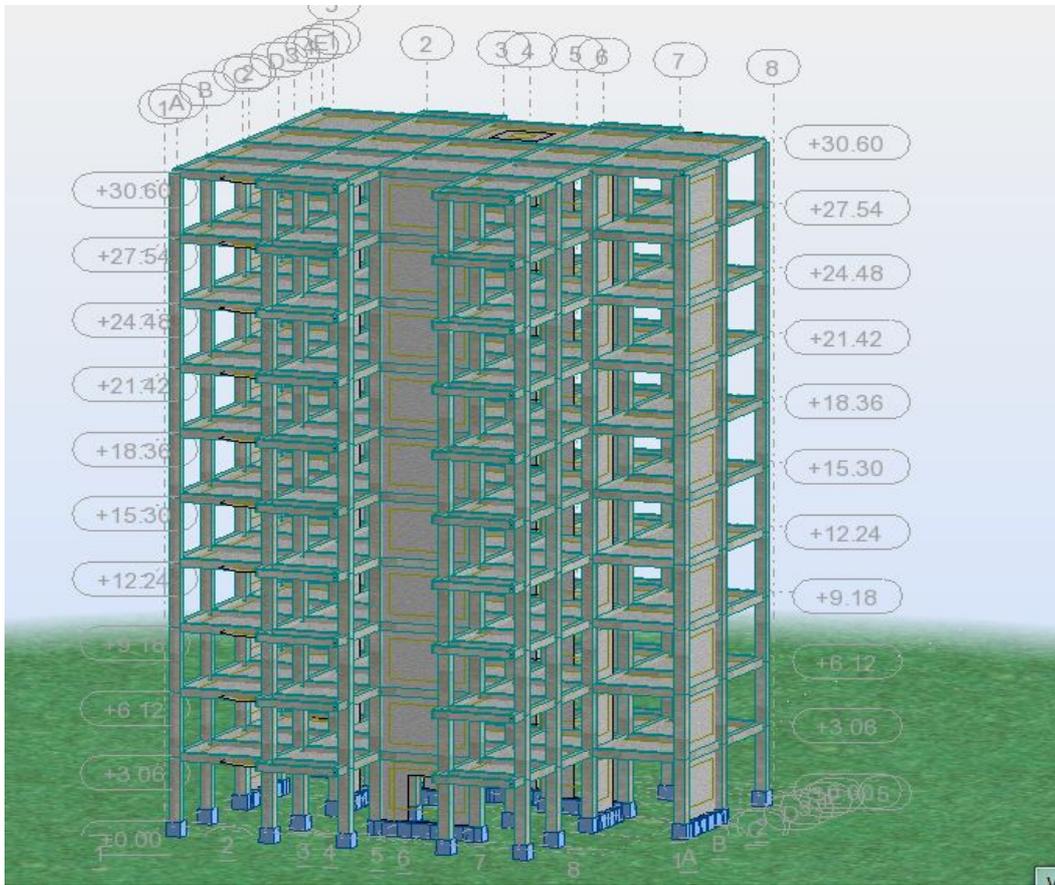


Figure 0-1 modélisation de structure

- **Disposition des voiles :**

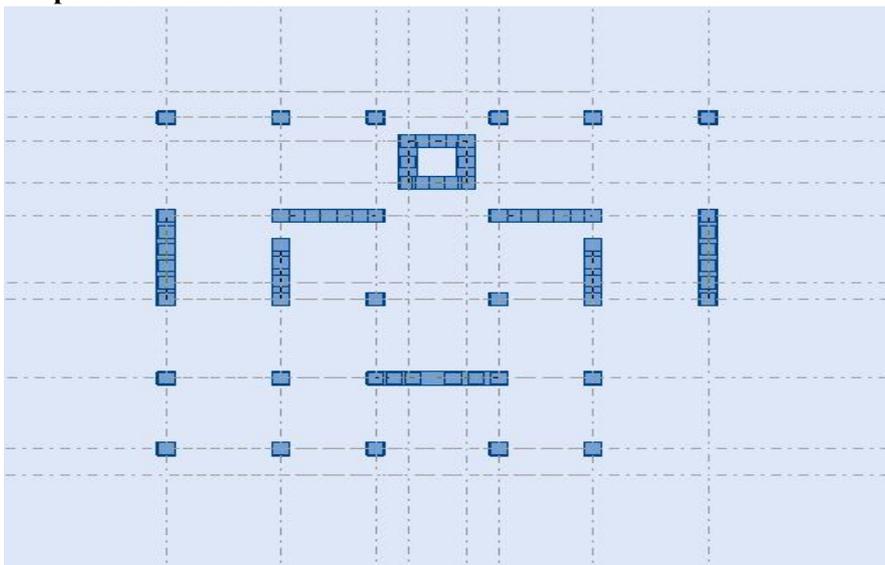


Figure VI-2 Disposition des voiles

- ✓ Après l'analyser par ROBOT, en obtint les résultats présenté dans le tableau suivant :  
Tab IV 5 Vérification le période

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Module UX [%]	Masse Module UY [%]
1	1,15	0,87	70,43	0,04	70,43	0,04
2	1,17	0,85	70,47	69,40	0,05	69,36
3	1,40	0,71	70,87	69,48	0,39	0,08
4	4,17	0,24	81,86	69,48	10,99	0,00
5	4,38	0,23	81,86	77,02	0,01	7,54
6	5,04	0,20	82,18	86,15	0,31	9,13
7	5,07	0,20	88,28	86,63	6,10	0,48
8	5,59	0,18	88,30	86,68	0,02	0,05
9	8,64	0,12	92,95	86,68	4,65	0,00
10	9,02	0,11	92,95	91,29	0,00	4,61

**Remarque :**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,65s$
- ✓ Les 1ers et 2èmes modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90%(selon le RPA99).

❖ **INTERPRETATION :**

La valeur de la période fondamentale  $T = 0,49s$  est inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) \begin{cases} T_x = 0.61 \text{ s} \\ T_y = 0.67 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = 0,61 \text{ s} < 1,3 \times 0,67 = 0,87 \text{ s}$$

**condition vérifiée**

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 Ver 2003 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \nu = \frac{1426,79}{50 * 50 \times 25} = 0,228 \leq 0.3$$

Où :

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$ : est la résistance caractéristique du béton

**Remarque :**

Après l'étude dynamique on a adopté, pour les poteaux, une section rectangulaire de dimension  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

**IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques.**

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/v 2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$ , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

TabIV 6 Vérification des forces sismiques

	V (KN)	0.8V (KN)	$V_{dy}$ (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	3096,12	2476,90	3458,73	Vérifiée
Sens yy	2965,56	2372,45	3447,37	Vérifiée

**IV.5.3 Vérification des déplacements :**

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

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta e_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3.5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

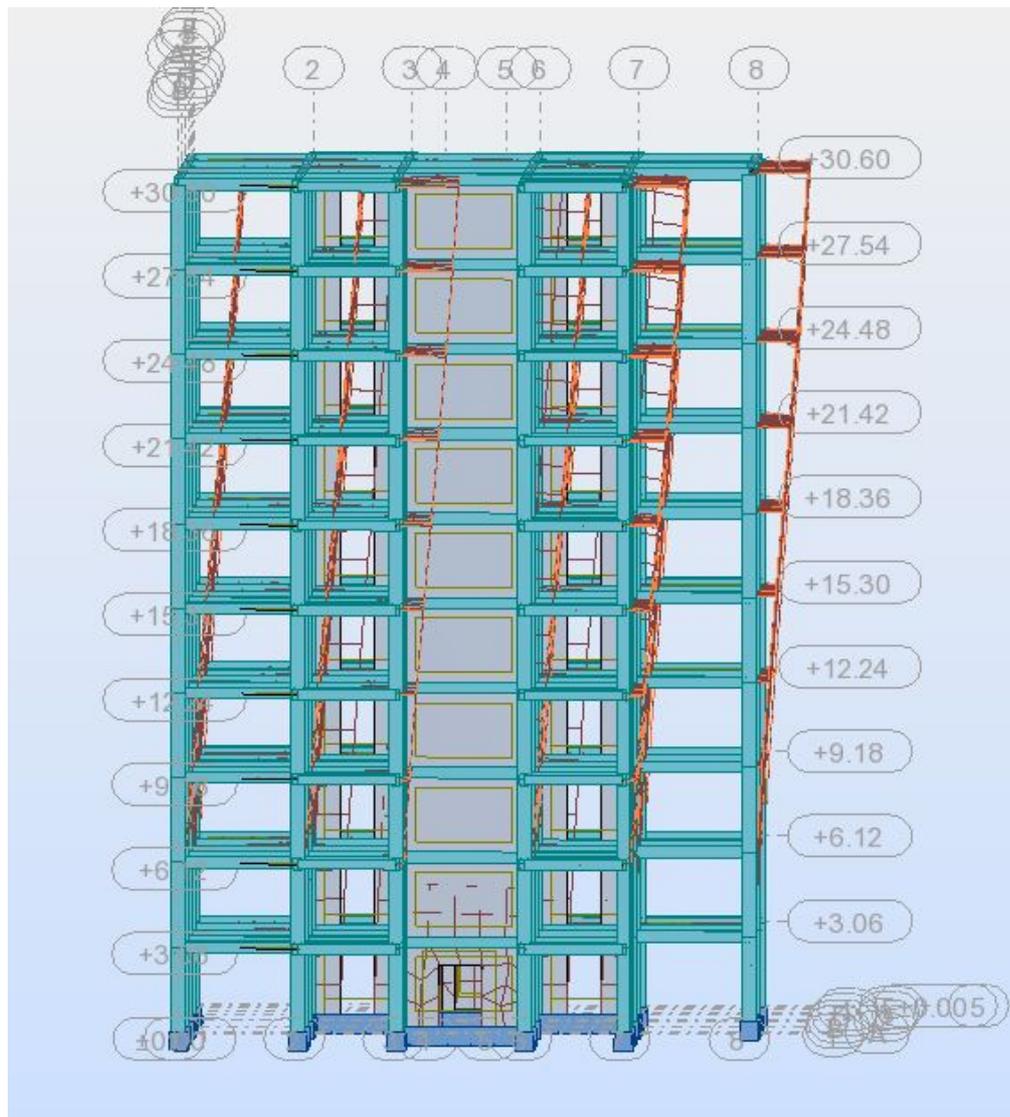


Figure VI-3 déplacement sens X-X

Niv	Sens x-x					$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	
1	0,4	1,4	0	1,4	306	0,00457
2	1,0	3,5	0,6	2,9	306	0,00948
3	1,8	6,3	0,8	5,5	306	0,01797
4	2,8	9,8	1	8,8	306	0,02876
5	3,8	13,3	1	12,3	306	0,04020
6	4,8	16,8	1	15,8	306	0,05163
7	5,8	20,3	1	19,3	306	0,06307
8	6,7	23,45	0,9	22,55	306	0,07369
9	7,6	26,6	0,9	25,7	306	0,08399
10	8,4	29,4	0,8	28,6	306	0,09346

Tab IV 7 Vérification des déplacements x-x

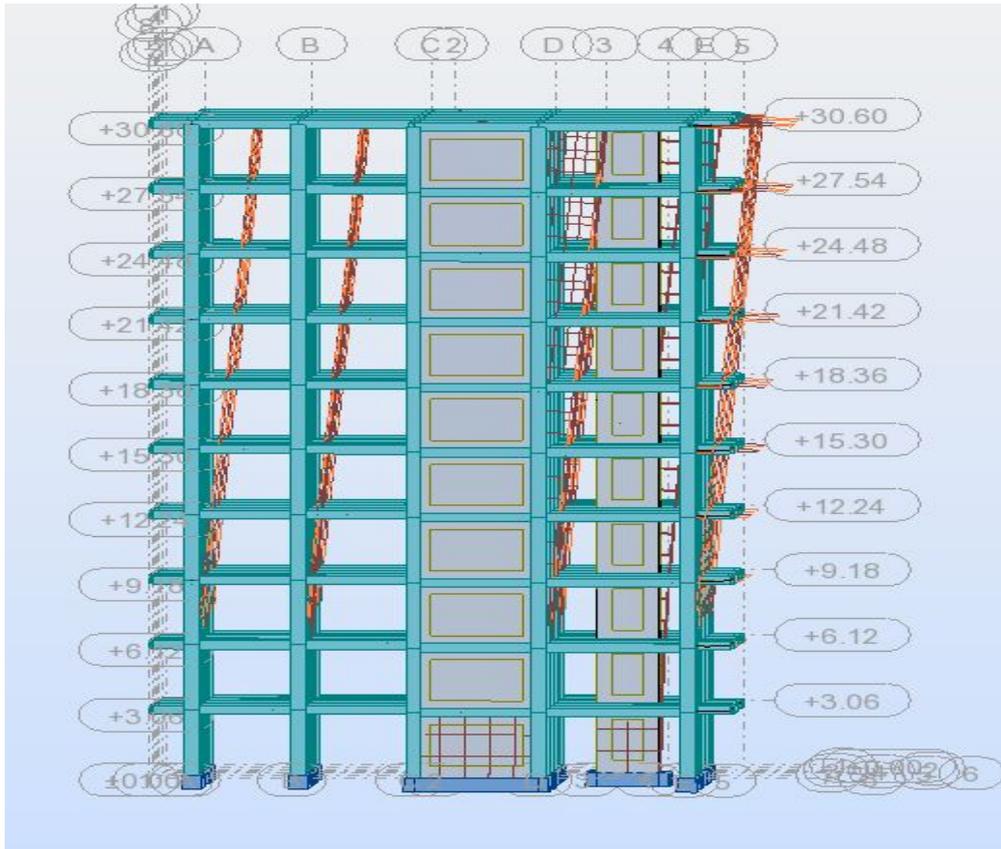


Figure VI-4 déplacement sens Y-Y

Niv	Sens y- y					$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$	
1	0,3	1,05	0	1,05	306	0,00343
2	0,9	3,15	0,6	2,55	306	0,00833
3	1,6	5,6	0,7	4,9	306	0,01601
4	2,6	9,1	1	8,1	306	0,02647
5	3,5	12,25	0,9	11,35	306	0,03709
6	4,5	15,75	1	14,75	306	0,04820
7	5,5	19,25	1	18,25	306	0,05964

8	6,5	22,75	1	21,75	306	0,07108
9	7,4	25,9	0,9	25	306	0,08170
10	8,2	28,7	0,8	27,9	306	0,09118

TabVI-8 Vérification des déplacements y-y

D'après les tableaux, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au Centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée

#### IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (\text{Art 5.9. RPA99/v2003})$$

**P<sub>K</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

**V<sub>K</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau "k"

**Δ<sub>K</sub>**: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

**h<sub>K</sub>**: hauteur de l'étage "k".

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/\theta_k(1-)$ .

Si  $\theta_k \geq 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niv	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_{K X}$ (cm)	$\Delta_{K Y}$ (cm)	$V_{kX}$ (KN)	$V_{kY}$ (KN)	$\theta_{kX}$	$\theta_{kY}$	$\leq 0.10$
1	306	5727,7484	1,4	1,05	3503,98	3492,29	0,0075	0,0056	c.v
2	612	5762,0756	2,9	2,55	3427,66	3430,11	0,0080	0,0070	c.v
3	918	5788,4900	5,5	4,9	3275,14	3287,30	0,0106	0,0094	c.v
4	1224	5762,0756	8,8	8,1	3078,67	3091,70	0,0135	0,0123	c.v
5	153	5762,0756	12,3	11,35	2837,25	2850,79	0,1633	0,1499	c.v
6	1836	5762,0756	15,8	14,75	2553,07	2567,35	0,0194	0,0180	c.v
7	2142	5762,0756	19,3	18,25	2226,49	2241,99	0,0233	0,0219	c.v
8	2448	5762,0756	22,55	21,75	1839,01	1855,82	0,0289	0,0276	c.v
9	2754	5762,0756	25,7	25	1360,28	1376,48	0,0395	0,0380	c.v
10	3060	5751,5514	28,6	27,9	734,70	747,47	0,0732	0,0701	c.v

Tab IV 9 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

On remarque que la condition  $\Theta \leq 0.10$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

#### IV.5.5 Vérification de l'excentricité :

Etage	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$e_{x1}$ (m)	$e_{y1}$ (m)
1	20,05	19,12	1,00	0,96
2	20,05	19,12	1,00	0,96
3	20,05	19,12	1,00	0,96
4	20,05	19,12	1,00	0,96

5	20,05	19,12	1,00	0,96
6	20,05	19,12	1,00	0,96
7	20,05	19,12	1,00	0,96
8	20,05	19,12	1,00	0,96
9	20,05	19,12	1,00	0,96
10	20,05	19,12	1,00	0,96

Tab VI-10 Vérification de l'excentricité

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

Sens X :  $e_{ax} = 0.05 \times 20,05 = 1,1025\text{m}$

Sens Y :  $e_{ay} = 0.05 \times 19,12 = 0.956\text{ m}$

Excentricité adopté :

$$e_x = \max(e_{x1}, e_{ax}) = \max(1,00, 1,1025) = 1,1025$$

$$e_y = \max(e_{y1}, e_{ay}) = \max(0,96, 0,956) = 0,96$$

$e_x$ : excentricité suivent x

$e_y$ : excentricité suivent y

## IV.6 Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents choques extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

## CHAPITRE V :

# Ferrailage des éléments structuraux

## V.Ferraillage des éléments structuraux

### V.1.1 INTRODUCTION :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferraillage de ces éléments.

Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

### FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_x$ -x et  $M_y$ -y).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tab V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

### V.1.2.COMBINAISONS DES CHARGES :

Les combinaisons d'action :

\* Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

⚡ 1,35 G + 1,5 Q à l'E.L.U

$$\pm G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

\* **Règlement RPA 99 :**

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

$$\pm G + Q \pm E \quad (1)$$

$$\pm 0,8 G \pm E \quad (2)$$

\* **les poteaux :**

$$\pm \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\pm \text{accidentelle} G + Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

\* **les poutres :**

$$\pm \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\pm \text{accidentelle} G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

\* **Pour les voiles :**

$$\pm G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$\pm 0,8 G \pm E$$

**V.1.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **II** sera de :
  - $A_s \geq 0.8\% b.h$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
  - 4% en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :
  - $40 \phi$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone II.

❖ **résultats obtenus :**

Tab.V.1.3. Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	As <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) Zon courante	As <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) Zon de recouvrement
Poteau rectangulaire	50×50	20	100	150

### V.1.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

♦ Poteaux de section : (50×50) cm<sup>2</sup>

C=3cm ; d= h-c = 50-3 =47cm ; Acier Fe E = 400MPa ; fc<sub>28</sub>=25MPa

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

Tab. V.1.4. tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS	
N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	M <sub>MAX</sub> (KN.M)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)
1710,62	2,37	113,98	78,80	25,87	77,85	1245,98	1,74

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de Stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL 91 en adoptant une excentricité

Totale de calcul.

1<sup>ère</sup> Cas : G+Q±E

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e<sub>1</sub> : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e<sub>2</sub> : excentricité dus aux effets du second ordre.
- e<sub>a</sub>: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{113,98}{78,80} = 1,45 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1,45 + 0,02 = 1,47\text{m}$$

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left( 15 ; \frac{20.e_1}{h} \right)$$

$l_f$  : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,284 < \max (15 ; 0,59)$$

✓ **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

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

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 14,82$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,820$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi) \cdot e_2 = 0,040$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1, on supposera  $\alpha = 0,5$ .

$\Phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 1,47 + 0,040 = 1,51\text{m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 78,80 \times 1,51 = 118,99 \text{ (KN.m)}$$

• **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 78,80 \text{ (KN.m)} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 118,99 \text{ (KN.m)}$$

$$II = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$II = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \text{ (N.m)}$$

$$II = 1,024 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times (d - h/2) = 118,99 + 78,80 \left(0,47 - \frac{0,5}{2}\right) = 136,326 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 78,80 (0,47 - 0,03) - 136,326 = -0,101654 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

- **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{136326}{18,5 \times 50 \times 47^2} = 0,0667$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ Mpa}, \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0,4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,086; \beta = 0,965$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{136326}{400 \times 0,965 \times 47} = 7,51 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7,51 - \frac{78800}{100 \times 400} = 5,54 \text{ cm}^2$$

## 2<sup>ème</sup> Cas ELU :

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{MAX} = 1710,62 \text{ (KN)}; \quad M_{corr} = 2,37 \text{ (KN.m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{2,37}{1710,62} = 0,00138$$

$$e_{tot} = 0,06138$$

$$M_{corrigé} = N \cdot e = 1710,62 \times 0,06138 = 104,998 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 1,024 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corrigé} + N \times (d - h/2) = 104,998 + 1710,62 \left(0,47 - \frac{0,5}{2}\right) = 481,334 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 1710,62 (0,47 - 0,03) - 481,334 = -0,190529 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{481334}{14.2 \times 50 \times 47^2} = 0,307$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,473, \beta = 0,811$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{481334}{348 \times 0,811 \times 47} = 36,29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 36,29 - \frac{1710620}{100 \times 348} = -12,86 \text{ cm}^2$$

**3<sup>ème</sup> Cas . 0.8G+E :**

- **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{corr}} = 77,85 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{min}} = 25,87 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{77,85}{25,87} = 3,009$$

$$e_{\text{tot}} = 3,069$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 25,87 \times 3,069 = 79,40 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 1,024 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 79,40 + 25,87 (0,47 - \frac{0,5}{2}) = 85,09 \text{ KN.m}$$

$$I = 25,87(0,47 - 0,03) - 85,09 = -0,07371 \text{ MN.m}$$

$II > I$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{85090}{18,5 \times 50 \times 47^2} = 0,04164$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,05318, \beta = 0,979$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{85090}{400 \times 0,979 \times 47} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4,62 - \frac{25870}{100 \times 400} = 3,98 \text{ cm}^2$$

**V.1.5.Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2,1**

- D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\%(h.b) = 0.008(50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}$$

**zone courante :**

$$A_{\max} = (4 \times b \times h) / 100 = 100 \text{ cm}^2$$

**zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 150 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 d b \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,84 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>**

**Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats**

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopté}$
<b>G+Q+E</b>	<b>5,54</b>	<b>20</b>	<b>2,84</b>	<b>4HA16+4HA20</b> <b>= 20.61 cm<sup>2</sup></b>
<b>ELU</b>	<b>0</b>			
<b>0.8G+E</b>	<b>3,98</b>			

### **V.1.6. Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{corr} = 1,74 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{max} = 1245,98 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,74}{1245,98} = 0,00140 \text{ m} \quad e_0 = 0,00140 < \frac{h}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1) = 50 \times 50 + 15(20,61) = 2809,15 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{2809,15} \left[ \frac{50 \times 50^2}{2} + 15(8,04 \times 3 + 12,57 \times 47) \right] = 25,53 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25,53 = 24,47 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (25,53^3 + 24,47^3) + 15 \times [8,04(25,53 - 3)^2 + 12,57(24,47 - 3)^2] = 669666,43 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 1,74 \text{ (KN.m)}$$

$$\sigma_0 = \frac{12459,80}{100 \times 28,0915} = 4,43 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1740}{669666,43} = 0,02598$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4,43 + 0,02598 \times 25,53 = 5,09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5,09 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (c_v)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4,43 + 0,02598(25,53 - 3)] = 75,2299 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4,43 - 0,02598(47 - 25,53)] = 58,0831 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 75,2299 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

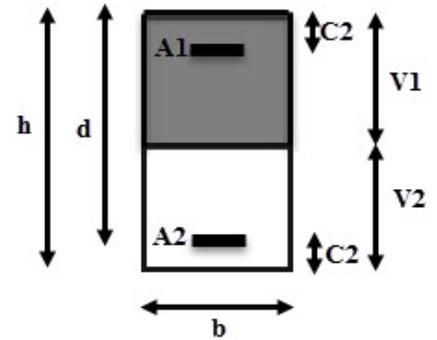
$$\sigma_s^2 = 58,0831 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

### Vérification du poteau à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V \text{ max} = 63,41 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :



$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{63,41 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,2698 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,2698 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  conditions vérifiées.

### Calcul d'armature transversale :

Selon (**RPA99 version 2003**) **ART 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0,7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2,142}{0,50} \text{ ou } \frac{2,142}{0,50} \right) \lambda_g = (4,284) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . en prend  $t = 10 \text{ cm}$  (**ART 7.4.2.2 RPA**)
- La zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$  (**ART 7.4.2.2 RPA**)

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

**En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 63410 \times 0.10}{50 \times 400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 63410 \times 0.15}{50 \times 400} = 1,78 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,78 \text{ cm}^2$  soit : **4T10 /  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$**

### **VI.1.7. Vérification des cadres des armatures minimales :**

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale  $t=10 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 50 = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

**Dans la zone courant :  $t=15 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

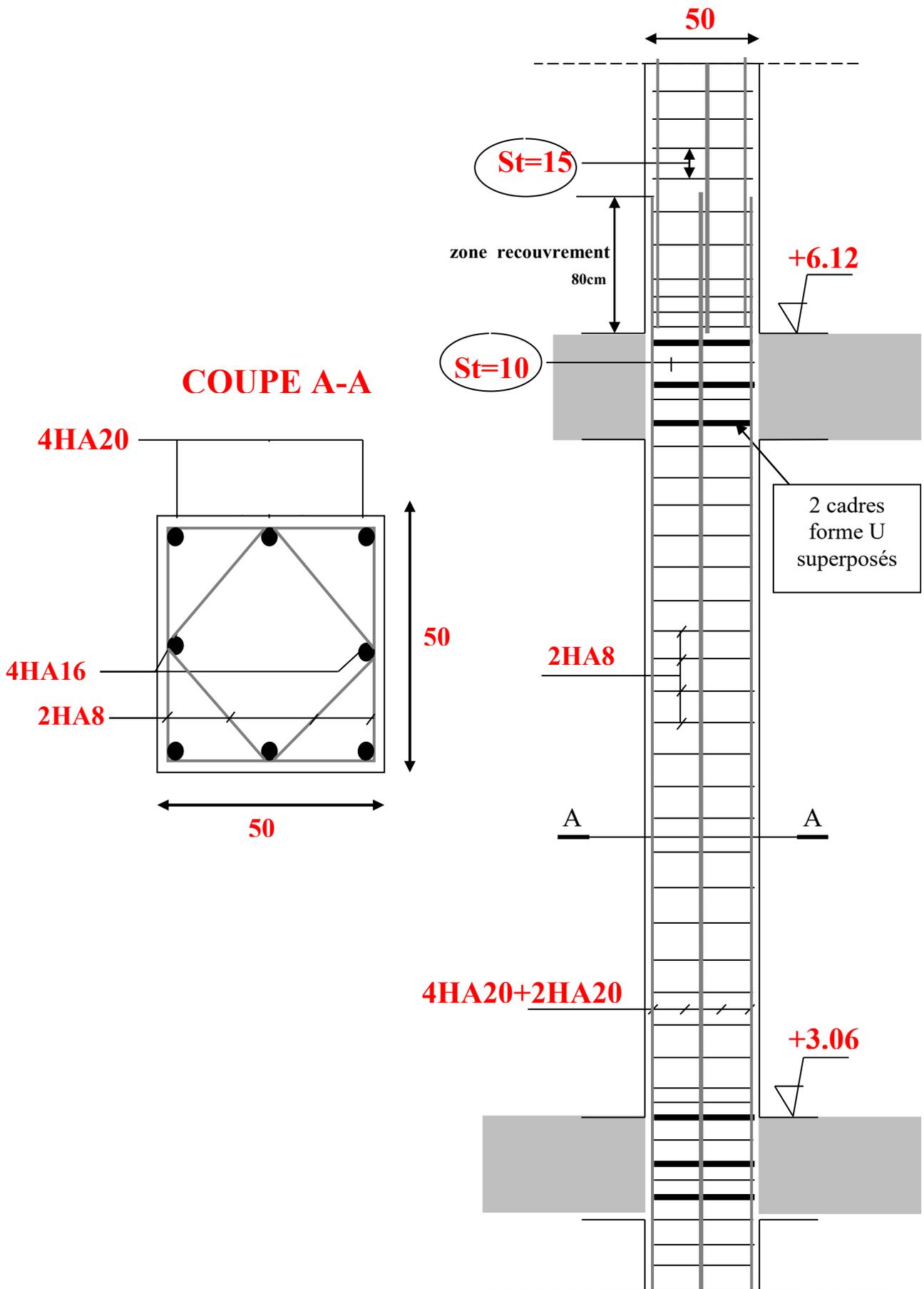
$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$  Condition Vérifier.

**Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

ETAGE	S <sub>POT</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (Cm <sup>2</sup> )	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )
-------	-------------------------------------	-------------------------------------	-----------------------------	---------------------------------------

<b>RDC- 9</b>	<b>50x50</b>	<b>20</b>	<b>4HA20+4HA16</b>	<b>20,61</b>
---------------	--------------	-----------	--------------------	--------------



**Fig.V.1.FERRAILLAGE**

**POTEAUX (50×50)**

## FERRAILLAGE DES POUTRES

### V.2.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

### V.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

· La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II.

· Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT 2014, sous les combinaisons d'action suivante :

**Pour les poutres principales (30× 40) :**

**Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats**

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q±E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	30,15	75,72	21,98	54,78	46,49	106,22
	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m

## V.2.3. Les poutre principales

### V.2.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **EUL :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad h = 40 \text{ cm} , \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 , \quad \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1,340325 \text{ cm}^2$$

### V.2.3.2. Calcul des armatures

Combinaisons : 1.35G+1.5Q

#### En travée

- **E.L.U :**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

**Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats**

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{travé}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-9 etage	30150	0,052	0,392	0,066	0,973	2,40

- **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

**Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats**

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC-9 etage	0,066	30150	21980	1,372	0,436	Vérifier

**Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats**

Niveau	$A_{travée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-9 etage	2,40	1,2	1,340325	6	6	5T14 =7,70cm <sup>2</sup>

La combinaison : G+Q±E :

**En travé:**

**Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats**

Niveau	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{travé}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-9 etage	46490	0,080	0,392	0,104	0,958	3,77 cm <sup>2</sup>

- **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

**Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats**

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC-9 etage	0,104	46490	21980	2,115	0,807	Vérifier

### Sur Appuis :

Tab. V.5. Nappe supérieure

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appuis}$ ( $cm^2$ )
RDC- 9 etage	103200	0,17695655	0,392	0,24525587	0,90189765	7,187 $cm^2$

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	$A_{appuis}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopt}$ ( $cm^2$ )
RDC- 9etage	7,187	1,2	1,340325	6	7,187	5T14 =7,70 $cm^2$

### **V.2.4..État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 40 / 490 = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00639 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

### **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{\max} = 103,84 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{103840}{300 \times 370} = 0,9355 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0,9355 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

**Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :BAEL 91 (art A.5.1,313)**

$$V_u=103,84\text{KN} \quad \alpha=0.9 \times d = 0.9 \times 37 = 33,3$$

$$V_u=103,84\text{KN} \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u= 103840\text{N} \leq 0.267 \times 33,3 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 889110 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

**V.2.5..Les Armatures transversales :**

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L , b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 16, 300 / 10) = 11,42\text{mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'aprèsBAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

- D'aprèsRPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_L^{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

**V.2.6.La section de ferrailage transversal :**

- **D'aprèsBAEL 91(Art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 40 \times 20}{400} \dots\dots\dots A_t = 0,8 \text{ cm}^2$$

- **D'aprèsRP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}} ; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

### V.2.7. Les poutres secondaires (30\*35) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

**Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.05 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.1592 \text{ cm}^2$$

### V.2.8. Calcul des armatures :

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

COMBINAISONS	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q±E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
VALEURS	20,52 KN	27,08 KN	14,83 KN	19,71 KN	90,85 KN	104,77 KN

### Combinaisons 1.35G+1.5Q :

- En travée. E.L.U :

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	M <sub>u</sub> (N.m)	μ	μ <sub>t</sub>	α	β	A <sub>travé</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC- 9 etage	20520	0,047040	0,392	0,060252	0,97589	1,88cm <sup>2</sup>

• **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 9 etage	0,060252	20520	14830	1,3836	0,441841	Vérifier

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	$A_{travée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC- 9 etage	1,88	1,05	1,1592	5,25	5,25	6T12 =6,79cm <sup>2</sup>

Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex

Niveau	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{travé}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC- 9etage	90850	0,208264	0,392	0,295184	0,8819	9,25

• **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 9 etage	0,295184	20520	14830	1,3836	0,441841	Vérifier

**Sur Appuis :**

**Nappe supérieure :**

Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex

Niveau	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appuis}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC- 9 etage	104770	0,240175	0,392	0,348915	0,860	10,93

**Tableau récapitulatif :**

**Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex**

Niveau	A <sub>appuis</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC- 9 etage	10,93	1,05	1,1592	5,25	10,93	6T16 =12,06cm <sup>2</sup>

**V.2.9.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0879 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0104 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

**Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{\max} = 28,67 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{28670}{300 \times 320} = 2,98 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 2,98 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

**Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :BAEL 91 (art A.5.1,313)**

$$V_u = 28,67 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8$$

$$V_u = \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 28670 \leq 0.267 \times 28.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 576720 \text{ N (conditions vérifiées)}$$

### V.2.10. Les armatures transversales :

- **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

- **Espacement** :

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec :  $L' = 2h = 70 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

### V.2.11. La section de ferrailage transversal :

- D'après BAEL 91 (Art A.5.1, 22) :

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 17,5}{400} \quad A_t = 0,525 \text{ cm}^2$$

- D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}, A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Tab. V.5. Résumés des résultats

Poutre	Position	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P (30×40)	Travée	5HA14	7,70 cm <sup>2</sup>
	Appui	5HA14	7,70 cm <sup>2</sup>
P.S (30×35)	Travée	6HA12	6,79 cm <sup>2</sup>
	Appui	6HA16	12,06 cm <sup>2</sup>

## V.2.12. Présentation du ferrailage :

Figure V.2. : Ferrailage des poutres principales

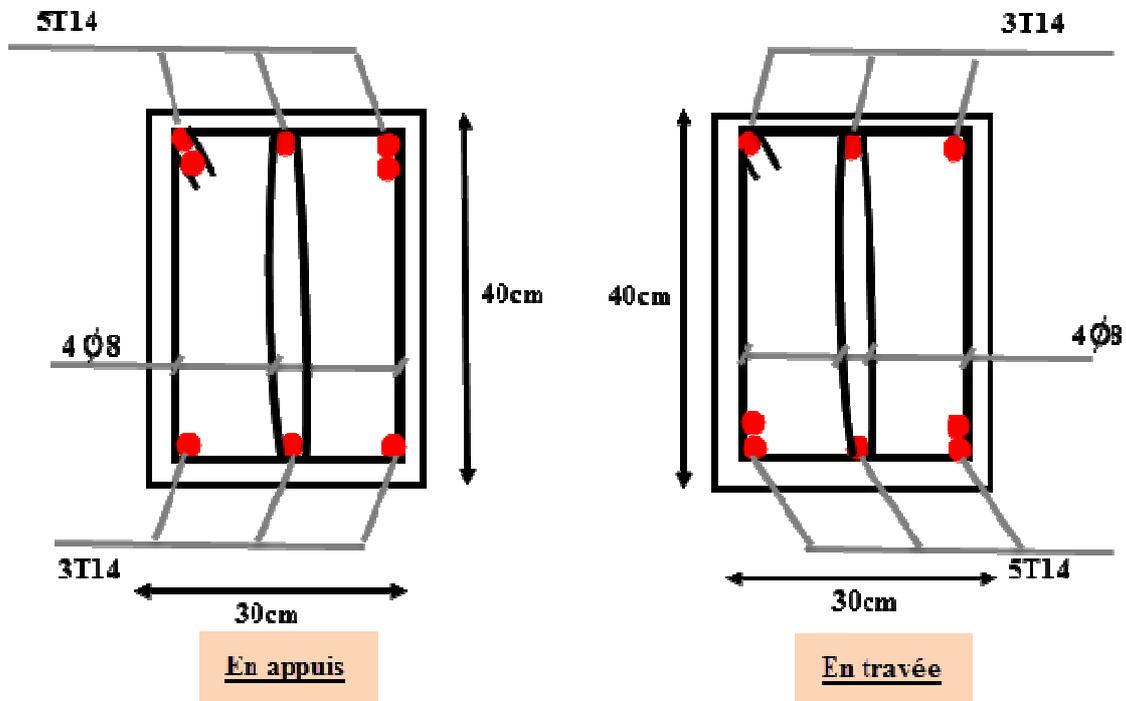
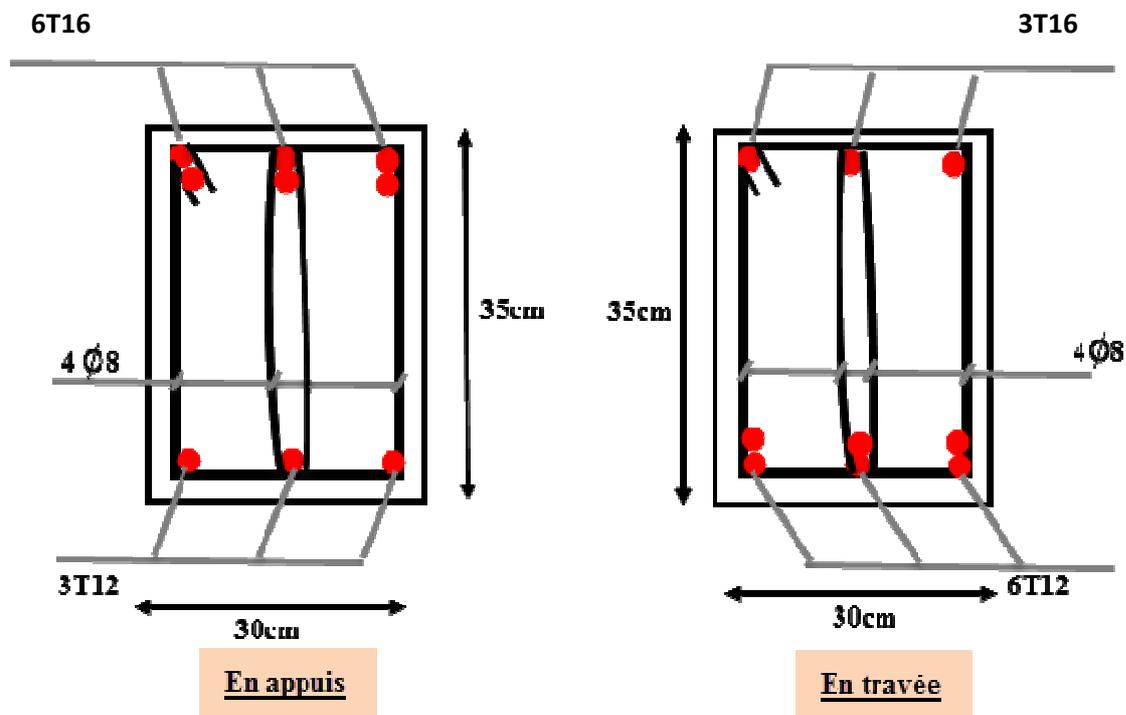


Figure V.3. : Ferrailage des poutres secondaire.



# FERRAILLAGE DES VOILES

## V.3.1 Introduction :

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailée en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

## V.3.2.Types d'armatures :

### -Armatures verticales :

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.**

-Il est possible de concentrer les 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 tendue.

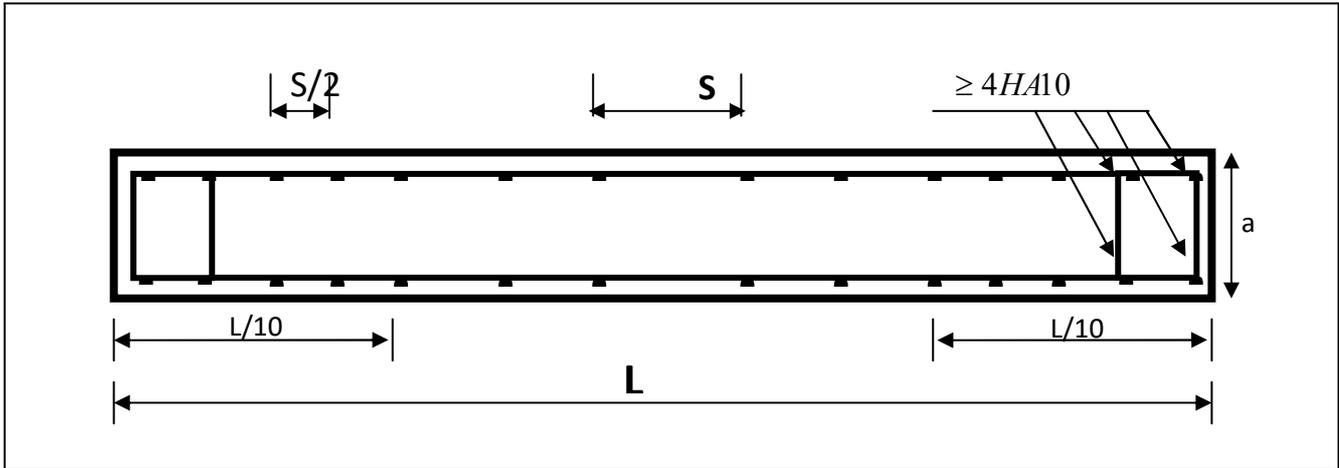
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure VI.4). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**Fig.V.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles**

#### **-Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent 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 crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### **Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
  - globalement dans la section du voile 0,15%
  - en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - **40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;**
  - **20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.**

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### -Armatures transversales :

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

### V.3.3.Calcul de la section d'armature :

#### V.3.3.1. Ferrailage vertical:

##### ➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

#### - Calcul des sections suivant leurs natures :

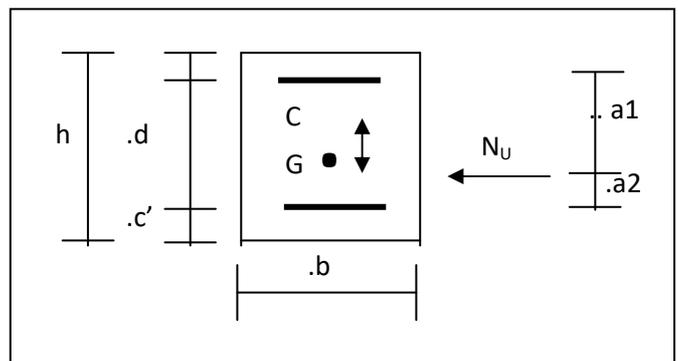
➤ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left( \frac{h}{2} \right) - c' + e$$

$$a_2 = \left( \frac{h}{2} \right) - c' - e$$

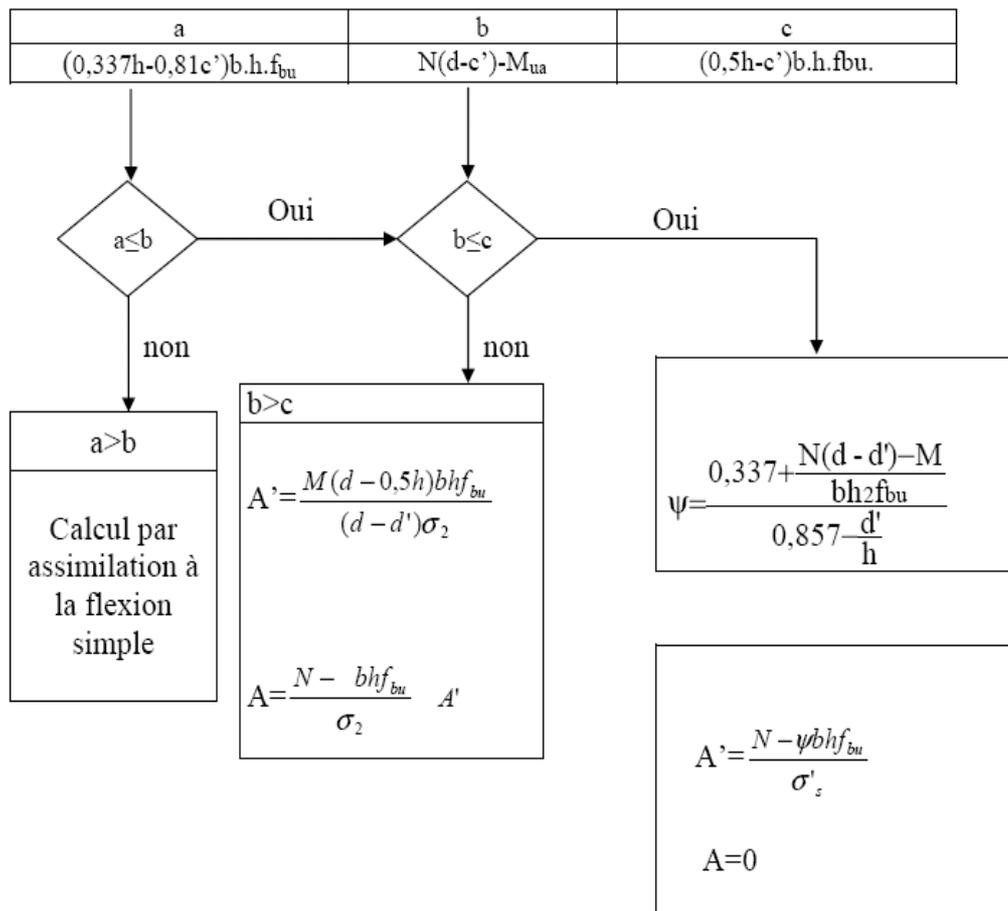


➤ Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$



**section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

## Exemple de calcul (RDC )

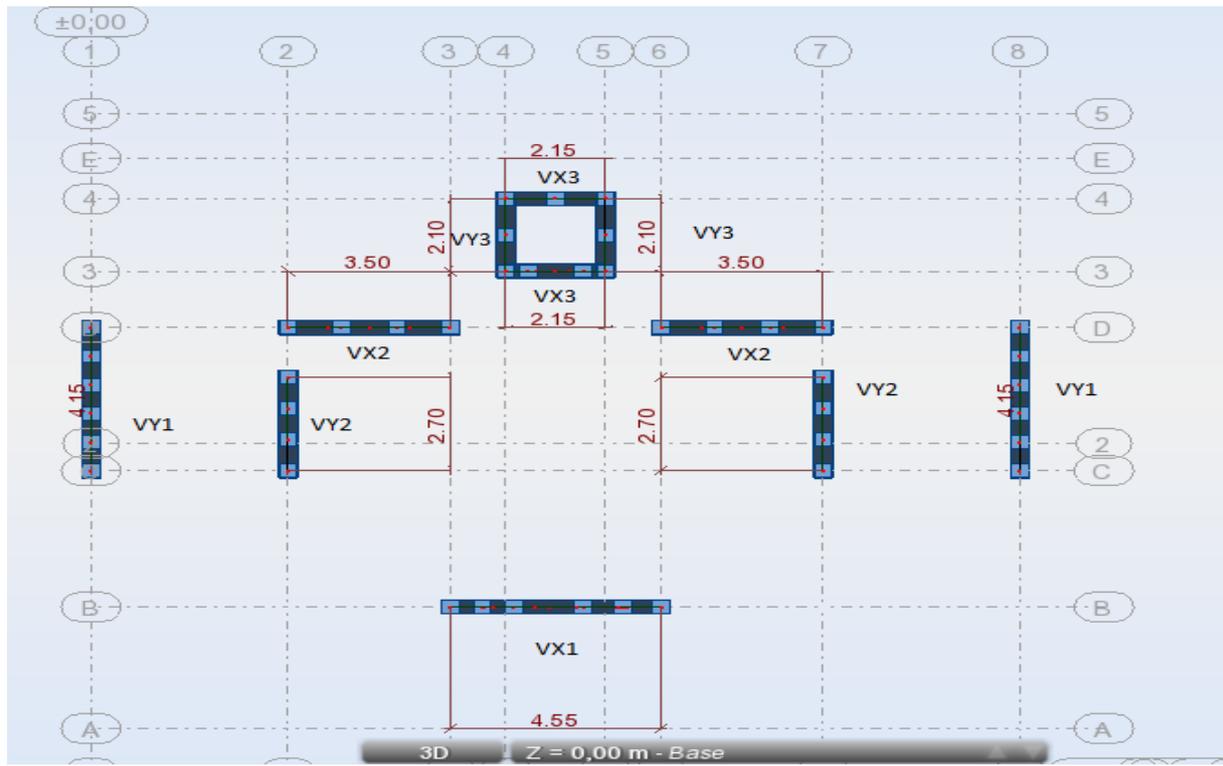


Fig.V.5.la disposition des voiles

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

### I.1.1 Calcul des sollicitations

TabV.5 sollicitations des voiles

Voile	Vx1	Vx2	Vx2	Vx3	Vx3	Vy1	Vy1	Vy2	Vy2	Vy3	Vy3
L(m)	4,55	3,50	3,50	2,15	2,15	4,15	4,15	2,70	2,70	2,10	2,10
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M(KN.m)	508,4	201,7	200,1	65,48	95,44	4997,38	5144,54	1812,89	170,3	55,81	51,45
N(KN)	- 164,74	- 84,43	- 85,54	36,93	61,99	976,47	- 89,25	13,86	- 10,97	85,57	87,10
V (KN)	271,9	129,4	109,3	115,4	120,3	686,1	988,3	387,6	96,55	79,37	86,60

- **Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications :**

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (h=4,55m) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

Soit le voile 'Vx1' niveau RDC

T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
271,92	164,74	508,39	3,086

$$M_{\max}=508,39\text{KN.m}$$

$$N_{\text{cor}}=164,74\text{KN}$$

$$h=4,05 \text{ m} \quad ; \quad c=3 \text{ cm}$$

$$d=h-c=4,02\text{m} \quad ; \quad b=0,20\text{m}$$

### **V.3.3.2.Armatures verticales :**

$$a=(0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$a=(0.337 \times 4,05 - 0.81 \times 0,03) 4,05 \times 0,2 \times 18,5$$

$$a=20,088\text{MN.m} = 20088\text{KN.m}$$

$$b = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 508,39 + 164,74(4,02 - 2,025) = 837,0463 \text{ KN.m}$$

$$b = 164,74 (4,02 - 0,03) - 837,0463 = -179,733\text{KN.m}$$

$a > b \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

#### **a)Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{H} = \frac{20 \times 0,20}{3,06} = 1,30$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{4,05} = 0,528$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,528 < 15 \dots \dots \dots (\text{condition.vérifier})$$

#### **b)Calcul de ferrailage :**

##### **- Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = N (e + d - \frac{h}{2}) = 164,74(3,086 + 4,02 - 2,025) = 837,044 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

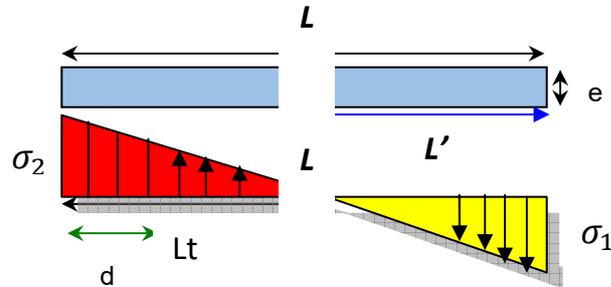
$M_1$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )
837,044	0,0139	0,392	0,0176	0,993	5,24

- **flexion composée:**

N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
164740	1,12	0

**c) L'armature verticale minimale:**

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} + \frac{6 \times 39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = 1,13322 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} + \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = 1,13322 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} - \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = -0,7265 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} - \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = -0,7265 \text{ MPa}$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4,05 \times \frac{0,7265}{1,13322 + 0,7265} = 1,582 \text{ m}$$

$$l^t = h \cdot \frac{\sigma_2^2}{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = 4,05 \times \frac{0,7265^2}{1,13322^2 + 0,7265^2} = 1,582 \text{ m}$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ;$$

□

$$L' = L - L_t = 4,05 - 1,582 = 2,468 \text{ m}$$

Alors  $A_{\min}^1 = 0,002 \times L_t \times a = 6,328 \text{ cm}^2$

**d) Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 405 = 12,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 405 = 12,15 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend  $A = 12,15 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 4,05 - 2 \times 1,582 = 0,886 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 20 \times (88,6) = 1,772 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } A_c = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Tab V.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

Niveau	$A_{\text{tendue}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^g$ (cm <sup>2</sup> )	condition	$A_{\text{adopt}}$
RDC V(0,15×3×3,06)	12,15	2,26	26,56	12,15	Verifier	15,71=20HA10

**-Choix d'armature:**

- Dans la zone tendue :

$$A = 15,71 \text{ cm}^2 \longrightarrow 20\text{HA}10$$

- En zone courante :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8\text{HA}6$$

**e) L'espacement:**

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = \min(300 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S = 20\text{cm}$

Dans la zone  $h/10$  :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prend : D=10 cm

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport RPA99 .

### **f)Vérification des voiles à l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est  $\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile .

b<sub>0</sub> : Epaisseur du voile .

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0,272}{0,20 \times 0,9 \times 4,05} = 0,373 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$  (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

### **V.3.4.Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum des armatures horizontaux pour une bande de 1 m de largeur.

**globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_c = 8\phi 6 = 2,26 \text{ cm}^2 / ml$

### **V.3.5.Les Armatures Transversal :**

-D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

**-Vérification de contrainte de compression :« à la base du refend»**

-Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

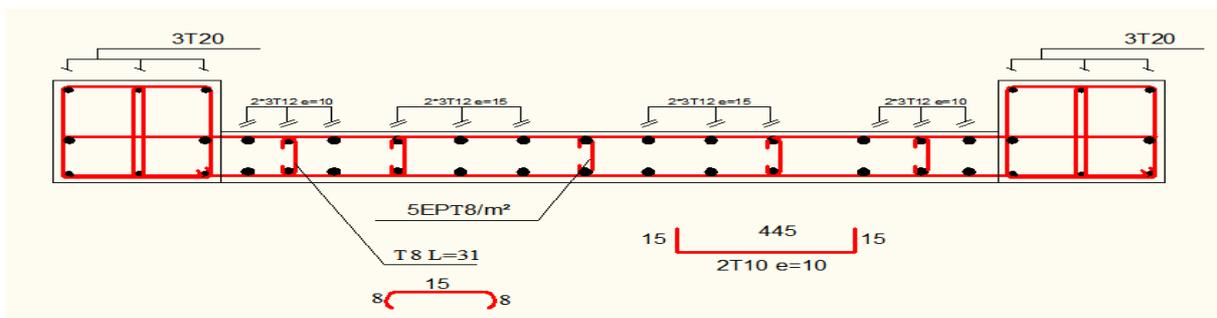
$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} + \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = 1,13322 MPa < 18.5 Mpa$$

**V.3.5.1.Ferrailage :**

Tab V.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

Voile	Vx1	Vx2	Vx2	Vx3	Vx3	Vy1	Vy1	Vy2	Vy2	Vy3	Vy3
L(m)	4,55	3,50	3,50	2,15	2,15	4,15	4,15	2,70	2,70	2,10	2.10
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M(KN .m)	508,39	201,67	200,14	65,48	95,44	4997,38	5144,54	1812,89	170,28	55,81	51,45
N (KN)	-164,74	-84,43	-85,54	36,93	61,99	-976,47	-89,25	13,86	-10,97	85,57	87,10
V (KN)	271,92	129,4	109,3	115,4	120,3	686,1	988,3	387,6	96,55	79,37	86,60
A (cm <sup>2</sup> )	12,15	2,32	2,31	0,73	0,96	38,92	34,55	23,36	2,31	1,96	1,91
Disp Des barrs	<b>12HA12 13,57</b>	<b>3HA12 3,39</b>	<b>3HA12 3,39</b>	<b>2HA10 1,57</b>	<b>2HA10 1,57</b>	<b>8HA25 39,27</b>	<b>6HA28 36,95</b>	<b>5HA25 24,54</b>	<b>3HA12 3,39</b>	<b>2HA12 2,26</b>	<b>2HA12 2,26</b>
S <sub>t about</sub>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

**V.3.5.2 Schéma de ferrailage des voiles**



**Fig.V.6.Schéma de ferrailage des voiles.**

# CHAPITRE VI :

## Etude de l'infrastructure

## VI . ETUDE DES FONDATIONS

### VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

#### - Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

### VI.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de **BORDJ BOU-ARRERIDJ**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible :  $Q=2,00$  bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble)

-ancrage des fondations :  $D = 3,366$  m

### VI.3.Calcul des fondations :

#### Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

### Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

### **VI.4. Définition de type de semelle :**

#### calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 20 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 4131,97 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{4131,97}{20} = 206,60 \text{ m}^2$$

#### Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment  $S_b = 313,98 \text{ m}^2$

Faisant le rapport  $\frac{S_s}{S_b} = 65,80\%$  on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

#### VI.4.1. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

- **Selon la condition forfaitaire :**

- *Sous poteaux :*

-*La dalle :*

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{455}{20} = 22,75 \text{ cm}$$

- *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h \geq \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux poteaux :

$L_e$  : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.  $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ( $K=40\text{MN/m}^3$ ).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.55 \text{ m} ; E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.55^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,5143 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max ( 51,43\text{cm} , 22,75\text{cm} , 45,5\text{cm} )$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend :  $h_r = 60\text{cm}$ .**

**Calcul de surface minimale du radier:**

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$P_{Longrine} = L \times b \times h \times 2,5 = 80,63 \times 0,3 \times 0,25 \times 2,5 = 15,12 \text{ T}$$

$$P_{Dalle F} = S \times e \times 2,5 = 313,98 \times 0,1 \times 2,5 = 78,495 \text{ T}$$

$$H_T = 30,60 ; \quad h_{infr} = (30,60 / 10) = 3,060 \text{ m} ; \quad h_t = h_{infr} - h_r = 3,060 - 0,6 = 2,46 \text{ m}$$

$$V_T = h_t \times S = 2,46 \times (313,98) = 772,39 \text{ m}^3 ; \quad V_{Pot} = 26 \times (b \times h \times h_t)$$

$$V_{voile} = 11 \times (b \times h \times h_t) ; \quad V_{Remblaie} = V_T - (V_{Pot} + V_{voile}) = 679,69 \text{ m}^3$$

$$P_{Béton} = (V_{voile} + V_{Pot}) \times 2,5 = 74,75 \text{ T} ; \quad P_{Remblaie} = V_{Remblaie} \times \gamma_S = 1359,38 \text{ T}$$

$$N_{infr} = 15,12 + 78,495 + 74,75 + 1359,38 = 1527,745 \text{ T}$$

$$N_{ser} = G + Q = 4131,97 \text{ T}$$

$$N_{Tot} = N_{ser} + N_{infr} = 4131,97 + 1527,745 = 5659,715 \text{ T}$$

$$\sigma_S = 2 \text{ bars} = 20 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = \frac{5659,715}{20} = 282,98 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 313,98 \text{ m}^2 > S_{rad} = 282,98 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier ,

On ajoute un débordement (D) .

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L<sub>x</sub>: longueur en plan (20,05 m)

L<sub>y</sub>: largeur en plan (16,97 m)

- **Calcul de débordement D:**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$ . Où:  $h_r = 60 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (30 ; 30 \text{ cm})$ .

On prend :

D = 0,4 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 313,98 + 0,4 \times 2(20,05 + 16,97) = 328,79 \text{ m}^2.$$

**Remarque:**

Pour des raison d'économie on vas choisir :

$$h_{\text{radie}} = 60 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 50 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au poinçonnement:**

**a-vérification pour les poteaux :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

$N_u$  : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas **le poteau(B6)** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **248,59 T.**

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,5 + 0,5 + 2 \times 0,6) = 4,4$$

**h** : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 4,4 \times 0,6 \times 25 \times 10^2 / (1,5) = 198T$$

$$N_u = 248,59T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 198T \dots\dots\dots(\text{condition non vérifié}).$$

**b-vérification pour les voiles :(panneau N° 1728 ) :**

il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

$N_u$  : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 137,42 \text{ T}$$

$$\mu_c = 2(4,10 + 0,20 + 2 \times 0,6) = 11$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 708T$$

$$N_u = 137,42T \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 495T \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}).$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier:**

**a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifié : 
$$\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

$N$  : effort normal du aux charges verticales

$N_{radier}$  : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 3954,84T$$

$$N_{radier} = 328,79 \times 0,6 \times 25 = 4931,85 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 3954,84 + 493,185 = 4448,025T$$

**b. Vérification a l'effort de sous pression:**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

$W$ : poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha$ : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ ).

$\gamma$ : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$ ).

$h$ : profondeur de l'infrastructure ( $h = 3,060 \text{ m}$ ).

$S$ : surface de radier ( $S = 328,79 \text{ m}^2$ ).

- $W = N_T = 4448,025T$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1509,15$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$4448,025 \geq 1509,15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

## VI.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9,16 \text{ m}$$

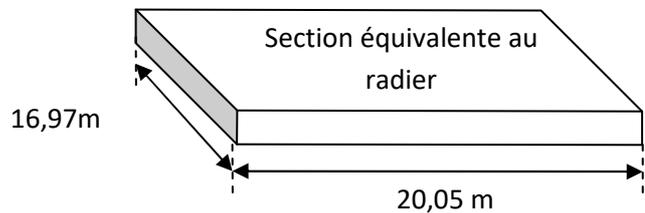
$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9,35 \text{ m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 8165,42 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 11398,39 \text{ m}^4$$

$$a \times b = 340,25 \text{ m}^2 \text{ donc: } a = 20,05 \text{ m. et } b = 16,97 \text{ m}$$



## VI.6. Vérification de stabilité :

### ➤ Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

### ➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \text{ e.: l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

**Sens longitudinal :**

$$\sum N_{total} = 2807,52 \text{ T}$$

$$\sum M_x = 6330,92 \text{ T.m}$$

$$\sum M_y = 6038,27 \text{ T.m}$$

Tab IV.1 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
<b>N<sub>tot</sub> (T)</b>	<b>2807,52</b>	<b>2807,52</b>
<b>M (T.m)</b>	<b>6330,92</b>	<b>6038,27</b>
<b>e (m)</b>	<b>0,44</b>	<b>0,46</b>
<b>L / 4 (m)</b>	<b>5,012</b>	<b>4,242</b>
<b>Condition</b>	<b>Condition vérifié</b>	<b>Condition vérifier</b>

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

**Sens longitudinal :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 2807,52 \text{ T}$$

$$M_{x-x} = 6330,92 \text{ T.m}$$

$$M_{y-y} = 6038,27 \text{ T.m}$$

$$S_{radier} = 351 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 8165,42 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 11398,39 \text{ m}^4$$

$$X_G = 9,16 \text{ m}$$

$$Y_G = 9,35 \text{ m}$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$ (T/m <sup>2</sup> )	Observation
	$\sigma_{max}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (T/m <sup>2</sup> )		
<b>Sens (X-X)</b>	<b>15,10</b>	<b>0,90</b>	<b>11,55</b>	<b>30</b>	Condition vérifier
<b>Sens (Y-Y)</b>	<b>12,95</b>	<b>3,04</b>	<b>10,47</b>	<b>30</b>	Condition vérifier

Tab IV.2 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

**VI.7.Ferraillage du radier :**

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du

coefficient de POISSON et du rapport :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **Méthodes de calcul:**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<b>Sur travail</b>	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
<b>Sur appui</b>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

**Tab IV.3 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + (1.35 \times \frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$ $q_u = \frac{5043,16 + (1,35 \times 2061,38)}{351}$	$q_{ser} = (G + Q) + (\frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$ $q_s = \frac{4131,97 + (2061,38)}{351}$
$q_u = 22,30 \text{T/m}$	$q_s = 17,64 \text{T/m}$

**Le plus grand panneau est le panneau du 4,90×4,25**

a) l'ELU :  $\nu = 0$  ;  $q_u = 22,30 \text{ T/m}$

$\alpha = 4,25/4,9 = 0.86 > 0.4 \rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0498$$

$$\mu_y = 0,693$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0,0498 \times 22,30 \times 4,25^2 = 20,059 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0,693 \times 20,059 = 13,90 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 20,059 = 17,05 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 13,90 = 11,815 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 20,059 = 6,08 \text{ T.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0,23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 50 - 5 - 2/2 = 44 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 42 \text{ cm}$$

Tab IV.4 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)
<b>M (T.m)</b>	6,08	17,05	6,08	11,815
<b>μ</b>	0,0221161	0,0620198	0,0242726	0,0680671
<b>α</b>	0,0279577	0,0800905	0,0307182	0,0881952
<b>β</b>	0,9888169	0,9679638	0,9877127	0,9647219
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3,64	10,42	3,82	10,95
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5,313	5,313	5,071	5,071
<b>Choix des barres</b>	<b>4HA12</b>	<b>7HA14</b>	<b>4HA12</b>	<b>7HA14</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4,52	10,78	4,52	10,78
<b>Espacement (cm)</b>	25	10	25	10

**l'ELS :**  $v = 0,2$  ;  $q_s = 17,64 \text{ T/m}$

$\alpha = 4,25/4,9 = 0.86 > 0.4 \rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0569 \quad ; \quad \sigma_b = 201,63$$

$$\mu_y = 0,791 \quad ; \quad \sigma_s = 400MPa$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 18,13 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 14,34 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 15,41 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 12,189 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 5,44 \text{ T.m/ml.}$$

### **VI.8. Calcul des armatures:**

Tab IV.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)
<b>M (T.m)</b>	5,44	15,41	5,44	12,189
<b><math>\mu</math></b>	0,0013936	0,0019899	0,0015294	0,0034295
<b><math>\alpha</math></b>	0,0017432	0,0024898	0,0019133	0,0042942
<b><math>\beta</math></b>	0,9993027	0,9990040	0,9992346	0,9982822
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3,09	8,76	3,24	7,27
<b>As.min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5,313	5,313	5,071	5,071
<b>Choix des barres</b>	<b>4HA12</b>	<b>5HA16</b>	<b>4HA12</b>	<b>5HA16</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4,62	10,05	4,62	10,05
<b>Espacement (cm)</b>	20	14	20	14

❖ **Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{22,30 \times 4,25 \times 4,9}{2 \times 4,9 + 4,25} = 330,53 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{330,53 \times 10^3}{1000 \times 440} = 0,751 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

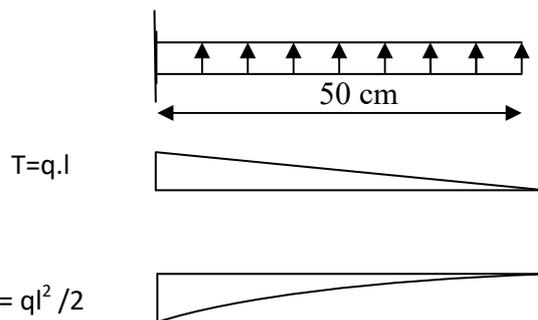
$$\tau_u = 0,751 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

### VI.9. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	50	44	50	223,01	176,4



$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 12,5 \text{ cm}^2$$

**l'ELU :**

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 27,51 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\min}$	$A_{BAEL}$	$A_{adopt}$
27,51	0,01000	0,01257	0,995	1,80	6,32	12,5	7,7

Donc  $A_s = \max(A_{BAEL}, A_{s\min}, A_{s\text{ser}})$ .

$$A_s = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit  $A = 12,32 = 8\text{HA}14/\text{ml}$  avec un espacement 14 cm.

**Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A=3,14=4HA10 avec un espacement 12 cm.

## VI.10. Les sollicitations sur les nervures :

- Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a  $\rho = 0,954 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 22,30 \text{ T/m}^2$$

$$q_s = 17,64 \text{ T/m}^2$$

- Calcul des sollicitations :

### Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014

Sens (x-x) :

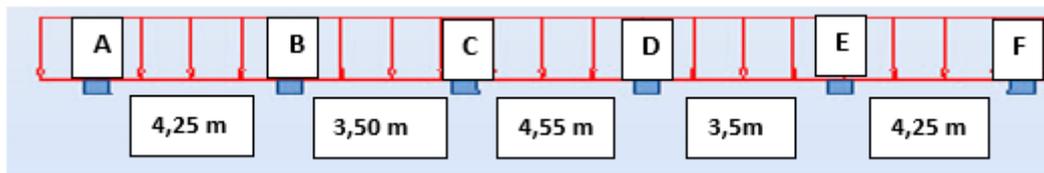


Schéma statique de la nervure sens (x-x)

l'ELU :

Travée	4,25m	3,50m	4,55m	3,50m	4,25m
La charge P (T/m)	47,39	39,025	50,73	39,025	47,39

l'ELS:

Travée	4,25m	3,50m	4,55m	3,50m	4,25m
--------	-------	-------	-------	-------	-------

<b>La charge P (T/m)</b>	37,48	30,87	40,31	30,87	37,48
------------------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Sens (y-y) :

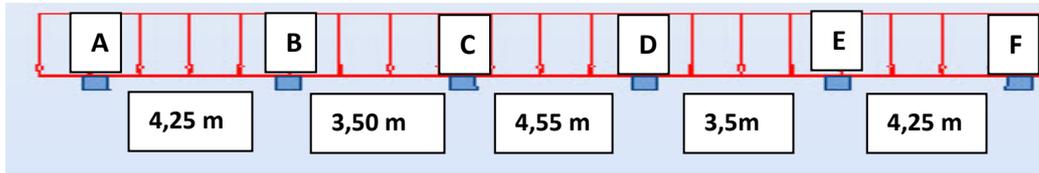


Schéma statique de la nervure sens (y-y)

**l'ELU:**

<b>Travée</b>	<b>4,9m</b>	<b>4,15m</b>	<b>3,95m</b>	<b>3,52m</b>
<b>La charge P (T/m)</b>	54,63	46,27	44,04	39,25

**l'ELS:**

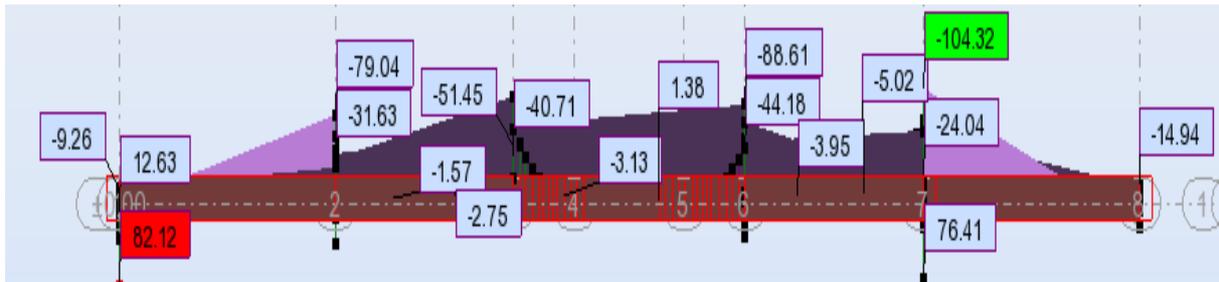
<b>Travée</b>	<b>4,9m</b>	<b>4,15m</b>	<b>3,95m</b>	<b>3,52m</b>
<b>La charge P (T/m)</b>	43,22	36,60	34,84	31,05

❖ **Diagrammes des sollicitations:**

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**

**A L'ELU:**

**Sens (x-x) :**

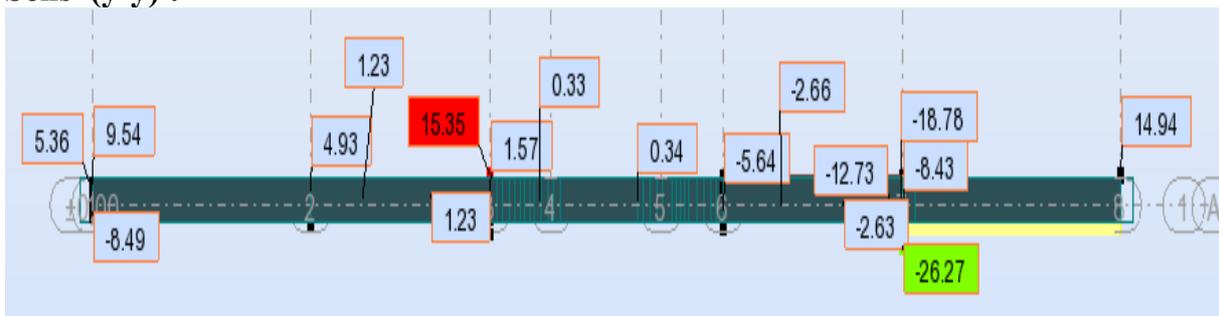


**Diagramme des moments fléchissant**

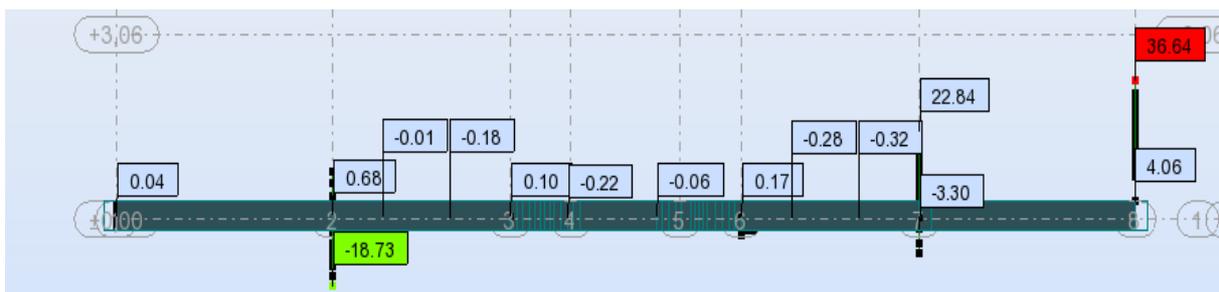


**Diagramme des efforts tranchant**

**Sens (y-y) :**



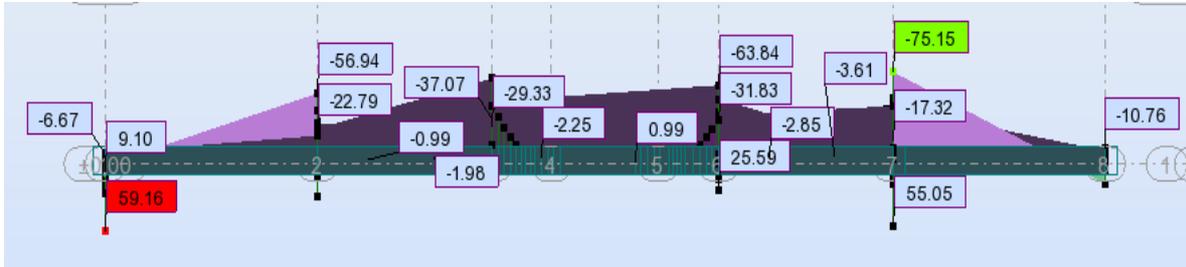
**Diagramme des moments fléchissant**



**Diagramme des efforts tranchant**

**A L'ELS**

**Sens (x-x) :**

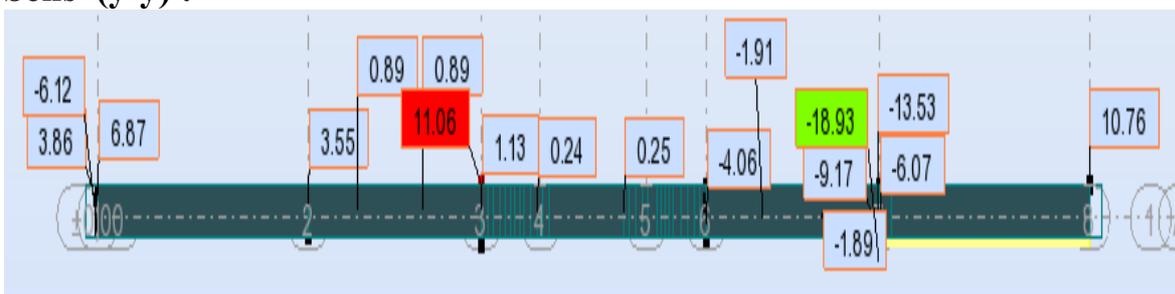


**Diagramme des moments fléchissant**

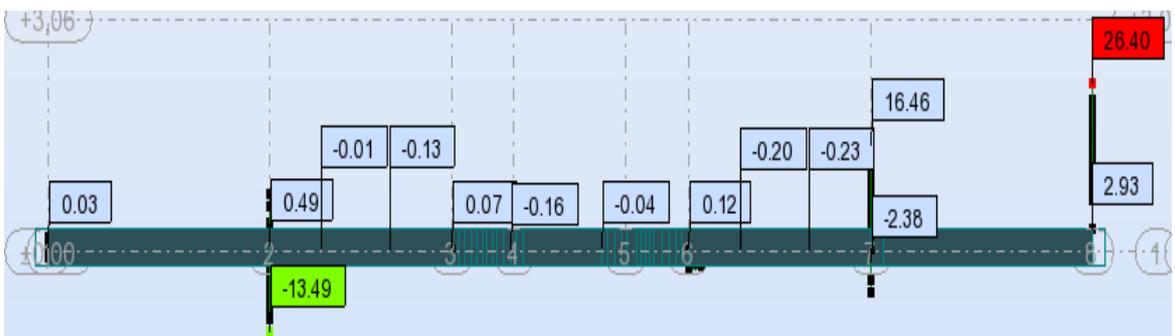


**Diagramme des efforts tranchant**

**Sens (y-y) :**



**Diagramme des moments fléchissant**



**Diagramme des efforts tranchant**

## VI.11. Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{60}{10} = 6$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{6}{2} = 4$$

- Alors on adopte  $c = 5 \text{ cm}$ .

### ➤ Calcul des armatures longitudinales :

- Sens (x-x)

**A- En travée :**  $M_{uT} = 10,43T.m = 104320 \text{ N.m}$

**B- En appuis :**  $M_{app} = 8,212T.m = 82120 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	M(T.m)	dt(cm)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	10,43	55	0,024285	0.392	0,030734	0,988	5,51
Travée	8,212	55	0,019118	0.392	0,024130	0,990	3,93

Tab IV.6 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

- Sens (y-y)

**A- En travée :**  $M_t = 2,627T.m = 26270 \text{ N.m}$

**B- En appuis :**  $M_{app} = 1,535T.m = 15350 \text{ N.m}$

Tab IV.7 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

Elément	M(N.m)	dt(cm)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	26270	55	0,0061157	0.392	0,007668	0,997	1,38
Travée	15350	55	0,0035735	0.392	0,004475	0,998	0,80

**Condition de non fragilité :** B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d} \frac{f_{t28}}{f_t}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 50 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 60 = 3 \text{ cm}^2$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b.h = 15 \text{ cm}^2$$

-Sens (x-x) :

Elément	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	5,51	3,96	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm <sup>2</sup>
Travée	3,93	3,10	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm <sup>2</sup>

Tab IV.8 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

- Sens (y-y) :

Elément	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	1,38	0,93	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm <sup>2</sup>
Travée	0,80	0,57	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm <sup>2</sup>

Tab IV.9 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

## VI.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{60}{490} = 0,122 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{60}{490} = 0,122 > \frac{0.75M_0}{10M_0} = 0.075 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- Sens (x-x) :  $\frac{15,85}{55 \times 50} = 0,00576 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$
- Sens (y-y) :  $\frac{15,85}{55 \times 50} = 0,00576 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

- Sens (x-x) :  $T_{\max}^u = 66,252 \text{ T} = 662520 \text{ N}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{662520}{500 \times 550} = 2,4 \text{ MPa}$$

- Sens (y-y) :  $T_{\max}^u = 3,664 \text{ T} = 36640 \text{ N}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{36640}{500 \times 550} = 0,133 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\{17,14; 20 ; 10\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

$$\text{- dans la zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (15 ; 24 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{- dans la zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} \Rightarrow S'_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 h = 120 \text{ cm} .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{235} = 1,2765$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{e28})}{0.8 f_e} .$$

- **Sens (xx)**  $\Rightarrow A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (2,4 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 7,06 \text{ cm}^2$

- **Sens (yy)**  $\Rightarrow A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (0,133 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 1,98 \text{ cm}^2$

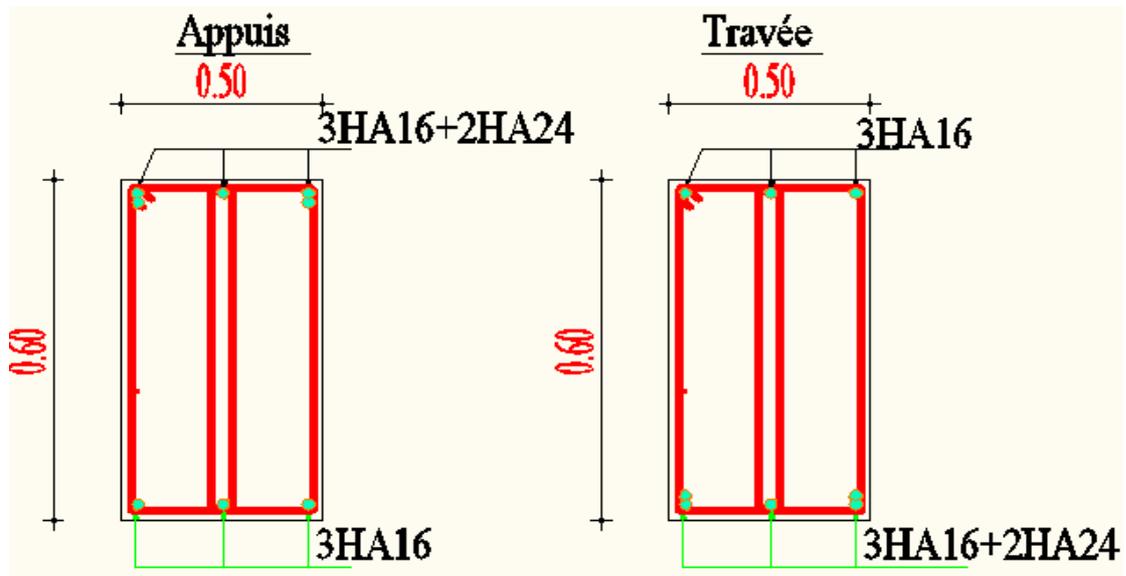
- **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL} , A_t^{RBA} ) \Rightarrow A = 7,06 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 9\phi 10 = 7,07 \text{ m}^2 .$$

Sens x-x



Sens y-y

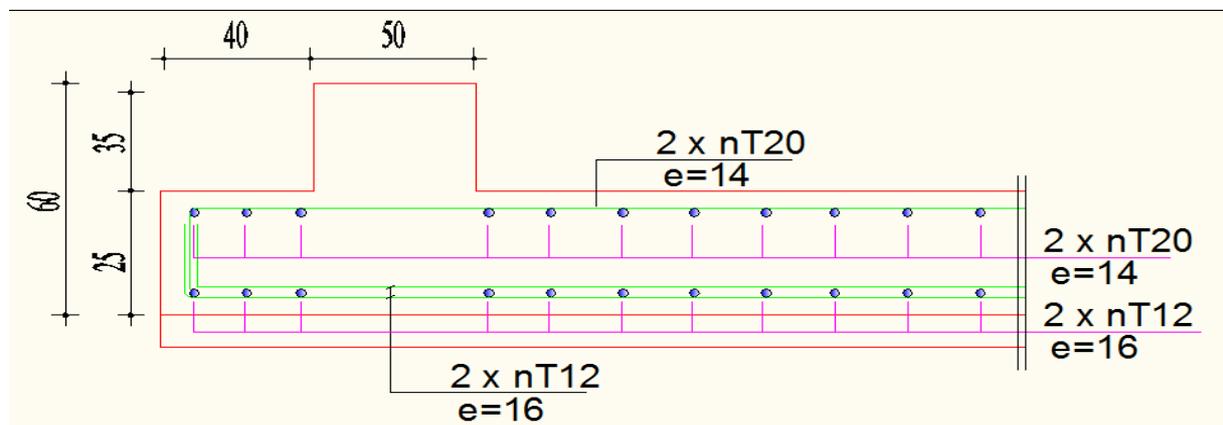
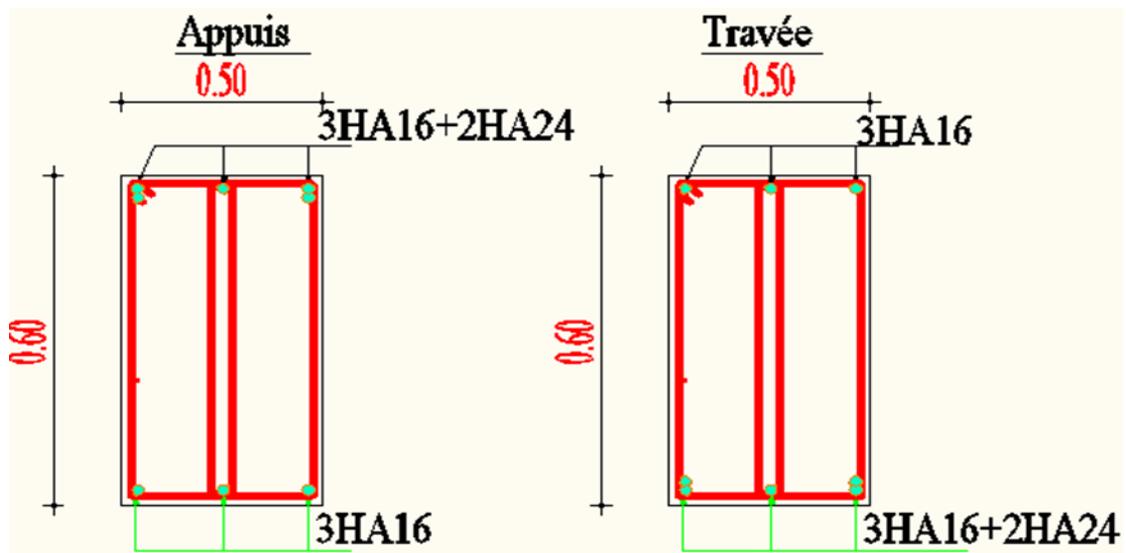


Fig.VI.1: ferrailage de radier

## VI.13.LONGRINE

Les longrines (ou les dispositifs équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à :  $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$  RPA99(art 10.1.1)

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

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S <sub>1</sub>	-	-	-
S <sub>2</sub>	-	15	12
S <sub>3</sub>	15	12	10.
S <sub>4</sub>	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2304,1}{12} = 192,008 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15  $\phi_1$ ).

### Calcul des armatures longitudinales :

**Le ferrailage minimal** : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = A_{\min}^{RPA} = 4.5 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T12 = 4.52

### LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres  $\Phi 6$  (*fissuration est préjudiciable*)

**L'espacement** : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

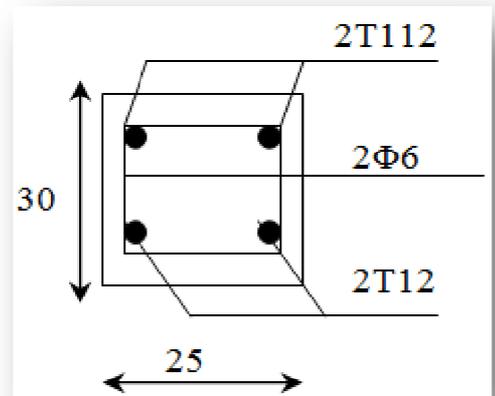


Fig.VI.2: Ferrailage de longrine.

## VI.14. La dalle flottante

### 1. INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol. Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

### 2. MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

#### 2.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

#### 2.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

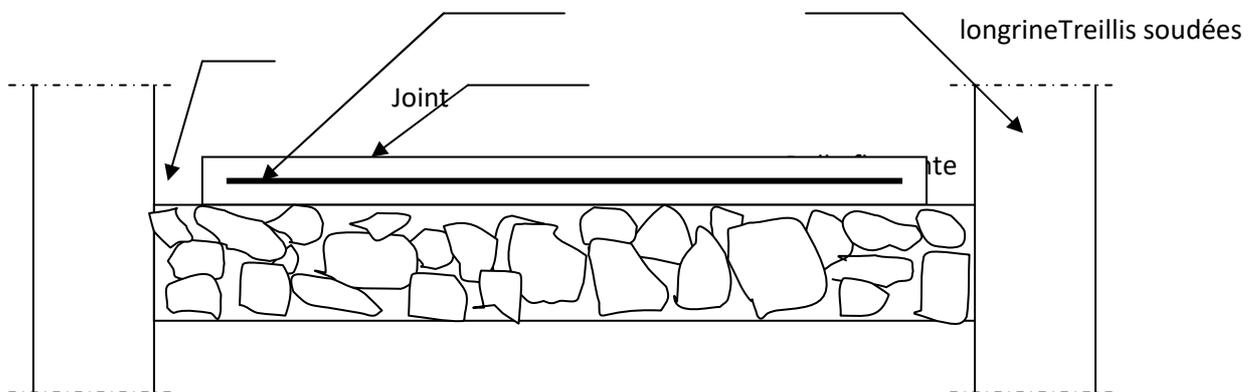
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

### 2.3. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de  $\Phi 6$ , maille de  $(20 \times 20)$  cm<sup>2</sup>, ces armatures placées à la partie supérieure.



**Fig-VI.3:La dalle flottante.**

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude m'a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant mon cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir mes connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé .

Ce travail ma permis aussi de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, le problème de conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace a déceler et résoudre les différents problèmes rencontrer au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

Enfin, je peux dire que ce travail m'a permis de bien mettre en œuvre mes modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui m'aidera plus tard dans ma vie professionnelle.

# LES ANNEXES

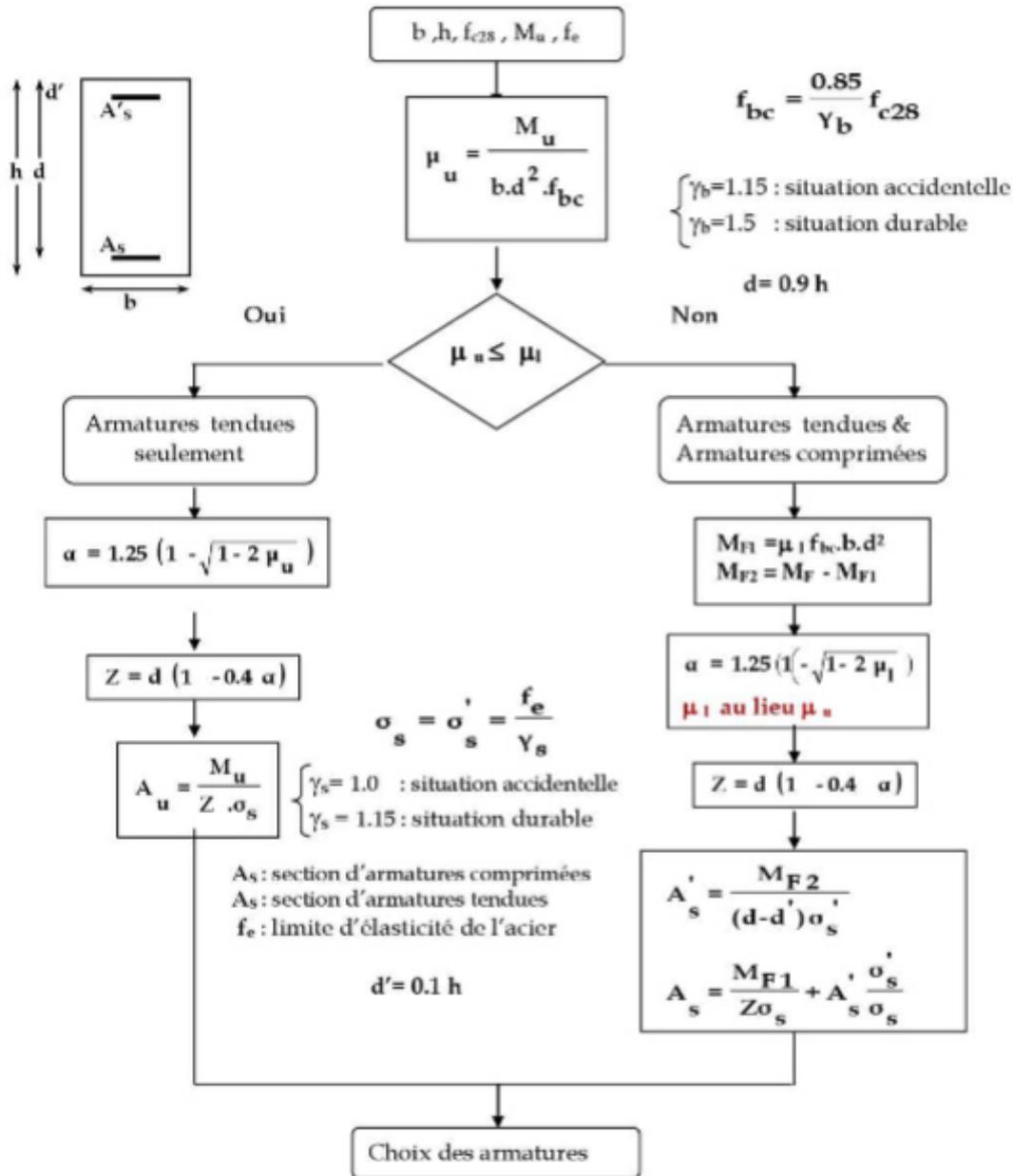
## Annexe 01

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## Annexe 02

**Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime**



## Annexe 03

Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y} \backslash \frac{H}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

## Annexe 04

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm <sup>2</sup>									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

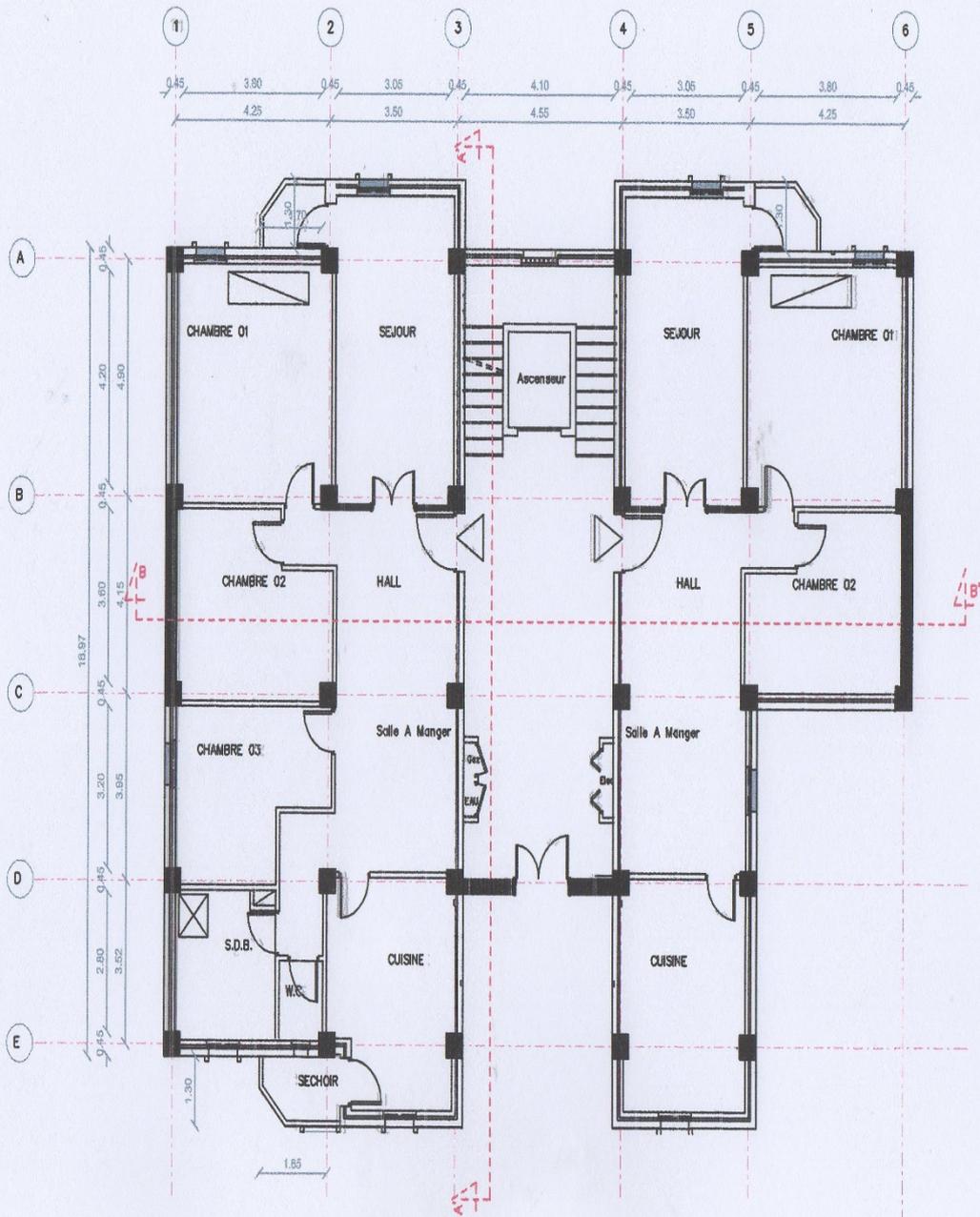
## Annexe 05

### Les formules

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  [1]
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  [2]
- $F_{BU} = \frac{0.85 \times F_{C28}}{\theta \times \gamma_b}$  [3]
- $\sigma_{adm_{BC}} = 15 \text{ MPA}$  [4]
- $\tau = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$  [5]
- $\sigma = \frac{F_e}{\gamma_s}$  [6]
- $\sigma = f_e$  [7]
- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$  [8]
- $\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})$  [9]
- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$  [10]
- $y = b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow$  [11]
- $I / A_N = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A (d - y)^2]$  [12]
- $\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$  [13]
- $\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$  [14]
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} =$  [15]
- $Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) \dots$  [16]
- $A_{su} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$  [17]

# Annexe 06

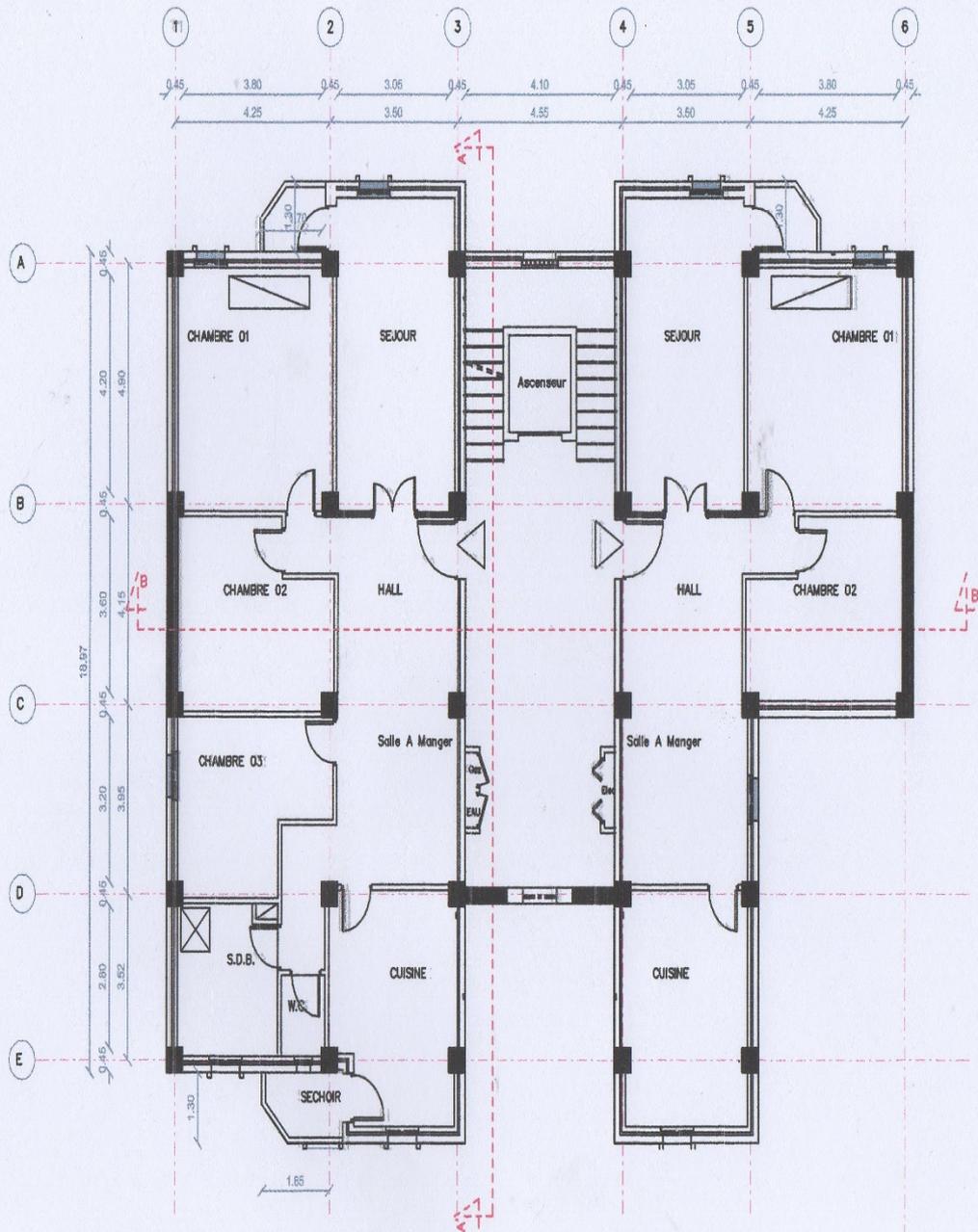
## Plan R.D.C



PLAN R.D.C ECH:1/100

# Annexe 07

## Plan Etage



PLAN Etage ECH:1/100

# BIBLIOGRAPHIE

## **REGLEMENT**

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton ArméBAEL91
-  Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

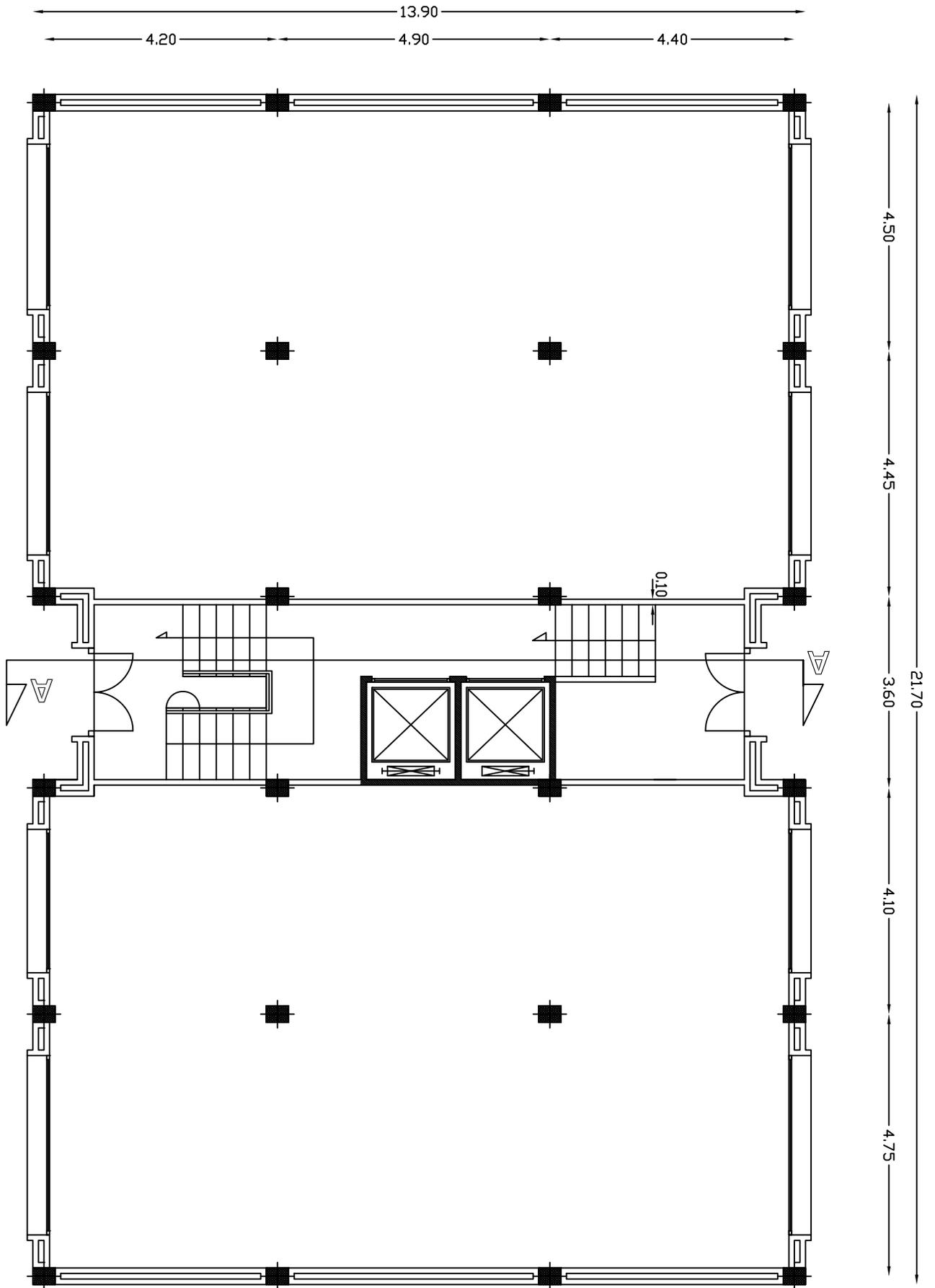
## **COURS**

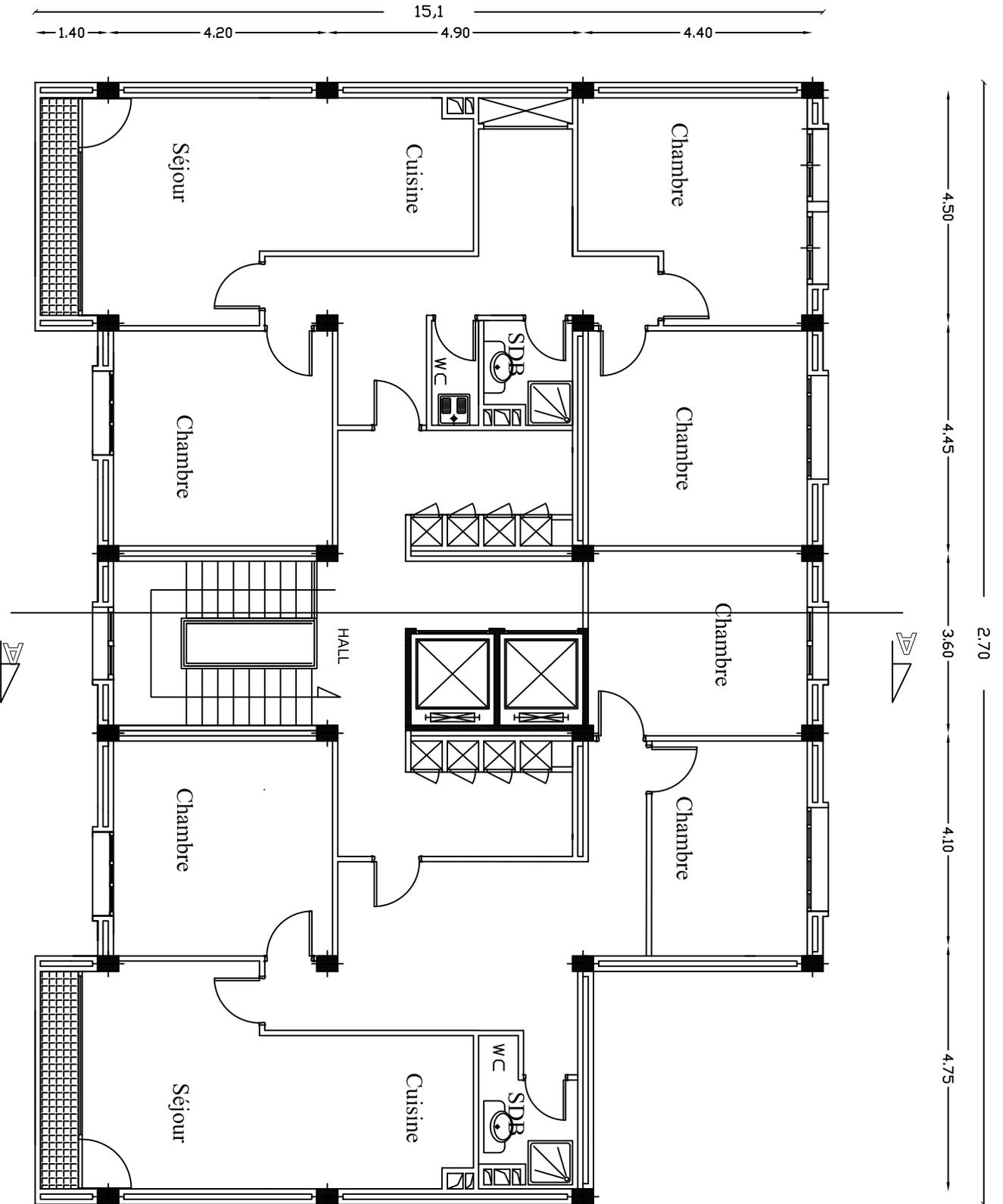
-  Béton armé.....Bachir Taallah
-  Dynamique des structures.....Abdelhafid Ounis
-  Bâtiments.....

## **LOGICIELS**

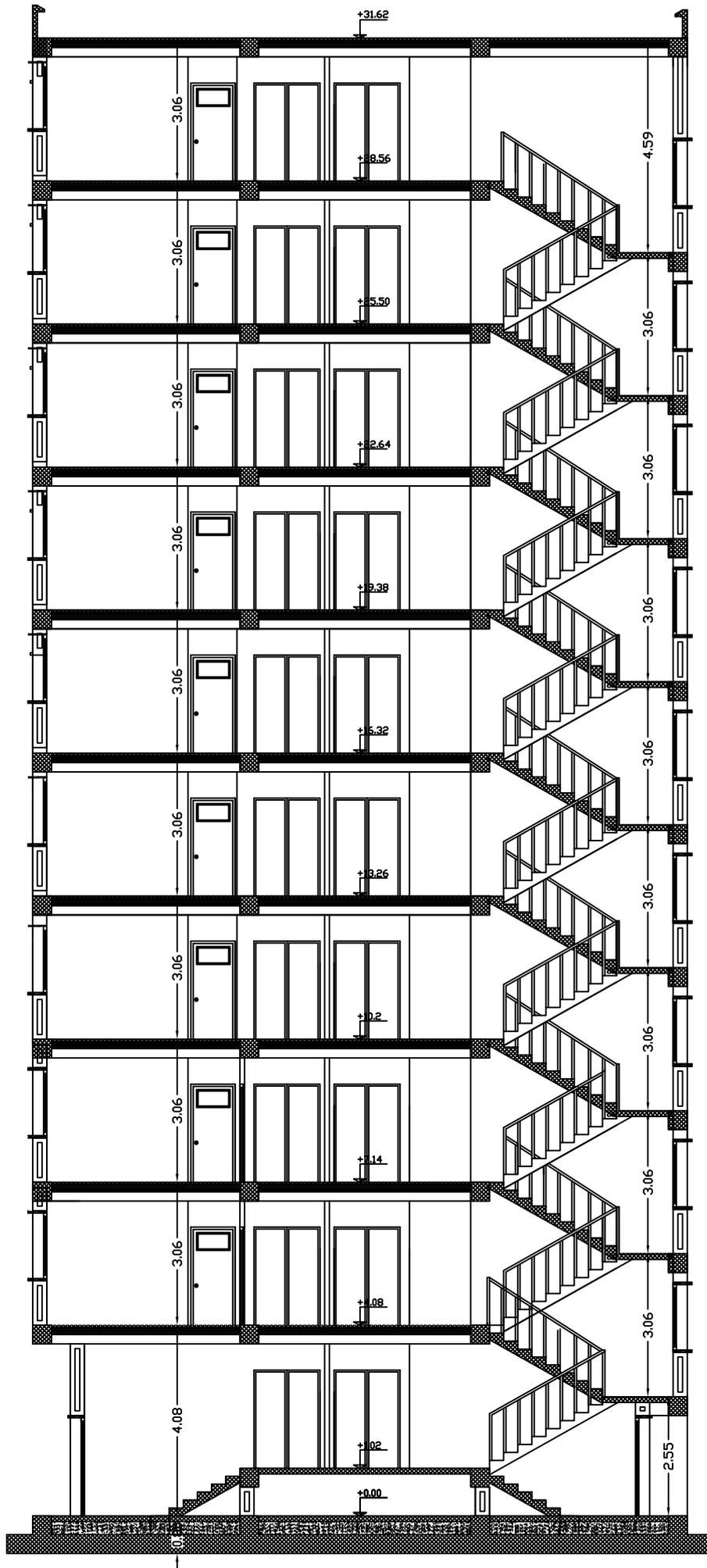
-  Logiciel d'analyse des structures ROBOTversion 2014
-  Word 2013
-  Excel 2013
-  AutoCad 2010

PLAN DU R.D.C





PLAN DU ETAGE COURANT



COUPE AA

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

*Avant tout, je tiens à remercier Dieu le tout puissant  
pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à  
terme ce travail.*

*Je remercie mon encadrant de mémoire madame*

*GADRI KARIMA pour le suivi.*

*Je remercie également tous mes enseignants durant toutes  
mes années d'études.*

*Je remercie aussi tous mes amies et mes camarades qui  
m'ont beaucoup soutenu et aidé*

*YASSMINE*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mon grand Amour, ma mère qui a sacrifié sa vie pour  
notre bonheur et notre réussite.*

*A mon père à qui je témoigne de l'affection, et du respect.*

*Mes frères et sœurs : Taha, Amel, Younes, Okba.*

*En fin je ne pouvais terminer sans citer  
mes amis et tout mes camarades de la  
promotion 2020*

*YASSMINE*

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1. Introduction.....	1
I-2. Règles de calcul.....	1
I-3. Eléments constituant la construction.....	1
I-4. Les caractéristiques des matériaux.....	3
I-4-1. Le béton.....	3
I-4-2. L'acier.....	7
I-5. Les actions et les sollicitations.....	8
I-5-1. Les actions .....	8
I-5-2. Les sollicitations.....	9

### Chapitre II : Pré dimensionnement

II1. Introduction.....	10
II-2. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	10
1. Pré dimensionnement des poutres .....	10
2. Pré dimensionnement des poteaux.....	11
3. Pré dimensionnement des voiles.....	12
II-3. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	12
1. Pré dimensionnement des planchers corps creux.....	12
2. Pré dimensionnement des balcons.....	14
3. Pré dimensionnement de L'acrotère.....	14
4. Pré dimensionnement de L'escalier.....	14

### **Chapitre III : Descente des charges**

III-1. Introduction.....	17
III-2. Rôle de descente de charge .....	17
III-3. Estimation des charges et des surcharges.....	17
III-4. Vérification de la section des poteaux.....	23

### **Chapitre IV : Etude des éléments secondaires**

IV-1. Introduction .....	33
IV-2. L'escalier.....	33
IV-3. L'acrotère.....	53
IV-4. Balcon .....	58
IV-5. Les planchers.....	63

### **Chapitre V : Etude dynamique**

#### **V-1 Etude du vent**

V-1-1. Introduction.....	77
V-1-2. Application du RNV2013 .....	77
V-1-3. Conclusion .....	83

#### **V-2 Etude sismique**

V-2-1. Introduction.....	84
V-2-2. Objectif de l'étude dynamique.....	84
V-2-3. Méthode de calcul.....	84
V-2-4. Détermination de centre de gravité .....	85
V-2-5. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique).....	86
V-2-6. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode statique équivalent).....	95
V-2-7. Vérifications réglementaires.....	99
V-2-8. Conclusion .....	104

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs**

VI-1. Introduction .....	105
VI-2. Ferrailage des poteaux .....	105
VI-3. Ferrailage des poutres .....	116
VI-3. Ferrailage des voiles.....	125

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

VII-1. Introduction.....	134
VII-2. Différents types de fondations.....	134
VII-3. Choix du type des fondations.....	134
VII-4. Calcul des semelles.....	135
VII-5. Calcul de la longrine.....	145

## **Conclusion général**

## **Bibliographie**

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: Plancher a corps creux.....	2
Figure I.2: Diagramme déformation-contrainte du béton.....	6
Figure I.3: Diagramme déformation-contrainte de l'acier.....	8

## Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure II.1: Poutre principale.....	10
Figure II.2: Poutre secondaire.....	11
Figure II.3: Poteau.....	12
Figure II.4: Coupe transversale d'une poutrelle.....	13
Figure II.5: L'acrotère.....	14
Figure II.6: L'escalier.....	14

## Chapitre III : Descente des charges

Figure III.1: Plancher terrasse.....	17
Figure III.2 : Plancher étage courant.....	18
Figure III.3: mur extérieur.....	20
Figure III.4: mur intérieur.....	20
Figure III.5: Paillasse.....	21
Figure III.6:Palier.....	21
Figure III.7:Surface afférente du poteau centrale.....	23
Figure III.8: Surface afférente du poteau de rive .....	28

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure. IV-2-1 : Schéma statique de volée(a).....	34
Figure. IV-2-2 : Diagramme de moment et l'effort tranchant d'un escalier (a).....	35
Figure. IV-2-3 : Schéma statique de volée (b).....	35
Figure. IV-2-4 : Diagramme de moment et l'effort tranchant d'un escalier (b).....	36
Figure. IV-2-5 : Section à ferrailer de l'escalier.....	36
Figure. IV-2-6 : Ferrailage de l'escalier.....	46
Figure. IV-2-7 : Schéma statique de la poutre palière.....	47
Figure. IV-2-8 : Diagramme des moments de la poutre palière.....	48
Figure. IV-2-9 : Ferrailage de la poutre palière.....	52
Figure. IV-3-1: Section à ferrailer de l'acrotère.....	54
Figure. IV-3-2.: Ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure. IV-4-1 : Schéma statique du balcon.....	58
Figure. IV-4-2. Section à ferrailer du balcon.....	59
Figure. IV-4-3. Ferrailage du balcon terrasse et balcon étage.....	62
Figure. IV-5-1. Ferrailage de la nervure.....	76

## Chapitre V : Etude dynamique

Figure V-1. Action du vent.....	77
Figure V.2 : Schéma de Cpe pour parois verticales sens x-x.....	79
Figure V.3 : Schéma de Cpe pour parois verticales sens y-y.....	80
Figure V.4 : Schéma de Cpe pour toiture plate.....	81
Figure V.5: Vue 3D et vue en plan de la structure initiale (sans voiles).....	90
Figure V.6: Vue 3D et vue en plan de la structure (avec voile).....	91
Figure V.7: Premier mode de vibration.....	92
Figure V.7: Deuxième mode de vibration.....	93

Figure V.9: Troisième mode de vibration.....	93
--	----

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs**

Figure VI-1 : Ferrailage du poteau.....	115
Figure VI-2 : Ferrailage de la poutre principale.....	120
Figure VI-3 : Ferrailage de la poutre secondaire.....	124
Figure VI-4 : Ferrailage du voile.....	133

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

Figure VII.1: Schéma de la semelle isolée.....	135
Figure VII.2: Schéma de la semelle filante.....	136
Figure VII.3: Ferrailage de la semelle filante sous poteaux avec libage.....	142
Figure VII.4 : Ferrailage de la semelle filante sous voile.....	144
Figure VII.5 : Ferrailage de la longrine.....	146

# Liste des tableaux

## Chapitre III : Descente des charges

Tableau III.1 : Charge permanente et surcharge du plancher terrasse.....	18
Tableau III.2 : Charge permanente et surcharge du plancher courant.....	18
Tableau III.3 : Charge permanente et surcharge de la dalle plein terrasse.....	19
Tableau III.4 : Charge permanente et surcharge de la dalle plein courant.....	19
Tableau III.5 : Charge permanente du mur extérieur.....	20
Tableau III.6: Charge permanente du mur intérieur.....	20
Tableau III.7 : Charge permanente et surcharge du paillasson.....	21
Tableau III.8 : Charge permanente et surcharge du palier.....	22
Tableau III.9 : Charge permanente et surcharge de l'acrotère.....	22

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV-2-1. Combinaison des charges d'escalier.....	34
Tableau IV-2-2.les sollicitations d'escalier (a).....	35
Tableau IV-2-3.les sollicitations d'escalier (b).....	36
Tableau IV-2-4. Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	37
Tableau IV-2-5. Sections des armatures d'escalier(a).....	37
Tableau IV-2-6. Sections des armatures d'escalier(b).....	37
Tableau IV-2-7. Vérification la contrainte d'escalier(a).....	37
Tableau IV-2-8. Vérification la contrainte d'escalier(b).....	37
Tableau IV-2-9. Armatures Longitudinales d'escalier(a).....	38
Tableau IV-2-10. Armatures Longitudinales d'escalier(b).....	38
Tableau IV-2-11: Armatures de répartitions d'escalier(a).....	38

Tableau IV-2-12: Armatures de répartitions d'escalier(b).....	38
Tableau IV-2-13. Les sollicitations de la poutre palière.....	48
Tableau IV-2-14. Sections des armatures de la poutre palière.....	49
Tableau IV-2-15. Vérification la contrainte de la poutre palière.....	49
Tableau IV-2-16. Armatures Longitudinales de la poutre palière.....	49
Tableau IV-4-1: les sollicitations de balcon.....	59
Tableau IV-4-2: les combinaisons des charges de balcon.....	59
Tableau. IV-4-3. Vérification la contrainte(B.terrasse).....	60
Tableau IV-4-4. Armatures de Longitudinales (B.terrasse).....	60
Tableau IV-4-5. Section d'armature (B.etage).....	61
Tableau IV-4-6. Vérification de la contrainte(B.etage).....	61
Tableau IV-4-7. Armatures Longitudinales (B.etage).....	61
Tableau IV-5-1. Combinaison des charges des planchers.....	63
Tableau IV-5-2: les sollicitations de plancher terrasse L'ELU.....	65
Tableau IV-5-3: les sollicitations de plancher terrasse L'ELS.....	66
Tableau IV-5-4: les sollicitations de plancher étage L'ELU.....	66
Tableau IV-5-5: les sollicitations de plancher étage L'ELS.....	67
Tableau IV-5-6:armatures longitudinales des planchers.....	69

## **Chapitre V : Etude dynamique**

Tableau V-1-1 : Pression dynamique de vent qdyn.....	78
Tableau V-1-2 : Cpe pour parois verticales sens x-x.....	79
Tableau V-1-3 : Cpe pour parois verticales sens y-y.....	80
Tableau V-1-4 : Cpe pour toiture plate.....	81
Tableau V-1-5 : Coefficients de pression intérieure Cp.....	82
Tableau V-1-6: La force résultante Rx.....	83

Tableau V-1-7 : La force résultante $R_{yy}$ .....	83
Tableau V-2-1: Caractéristiques massique.....	86
Tableau V-2-2 : coefficient d'accélération de zone A.....	88
Tableau V-2-3 : Valeurs de $\xi$ (%).....	88
Tableau V-2-4 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	89
Tableau V-2-5 : Périodes et factures da participation (structure sans voil.....	90
Tableau V-2-6 : Périodes et factures da participation (structure avec voiles).....	92
Tableau V-2-7 : Justification d'interaction verticale portiques /voiles.....	94
Tableau V-2-8: Justification d'interaction horizontale portiques /voiles sens X.....	94
Tableau V-2-9 : Justification d'interaction horizontale portiques /voiles sensY.....	95
Tableau V-2-10 : Le poids total de la structure.....	99
Tableau V-2-11 : Vérification de période fondamentale de la structure.....	99
Tableau V-2-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	100
Tableau V-2-13 : Vérification le déplacement dans chaque étage sens (x-x).....	100
Tableau V-2-14 : Vérification le déplacement dans chaque étage sens (y-y).....	101
Tableau V-2-15 Vérification de l'effet P- $\Delta$ (X-X).....	102
Tableau V-2-16 Vérification de l'effet P- $\Delta$ (Y-Y).....	102
Tableau V-2-17 Vérification de l'équilibre d'ensemble sens longitudinal.....	103
Tableau V-2-18 : Vérification de l'équilibre d'ensemble sens transversal.....	104

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs**

Tableau VI-1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	105
Tableau VI-2 : les sollicitations des poteaux.....	107
Tableau VI-3. Armatures longitudinales du poteau.....	112
Tableau VI-4 : Armature longitudinales de la poutre principale.....	118
Tableau VI-5 : Armature longitudinales de la poutre secondaire.....	122

Tableau VI-6 : Armatures des voiles.....	132
--	-----

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

Tableau VII.1: sections d'armatures du libage.....	140
--	-----

Tableau VII.2 : armatures longitudinales des semelles.....	141
--	-----

# Liste des symboles

**G** : Action permanente

**Q** : Action d'exploitation

**E** : Action accidentelle

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton

$\sigma_{st}$  : Contrainte admissible d'acier

$\sigma_u$  : Contrainte ultime de cisaillement

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton

$\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier

$\sigma_u$  : Contrainte de cisaillement

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul

$f_{cj}$  : Résistance à la compression

$f_{tj}$  : Résistance à la traction

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique a 28 jours

$A_{st}$  : Section d'armature

$A_r$  : Armature de répartition

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier

$\theta$  : Coefficient d'application

$\mu$ :Facteur de correction d'amortissement

$I_x, I_y$  : Moment d'inertie

$i_x, i_y$  :Rayon de giration

$\mu$  : Moment ultime réduit

$\alpha$ : Position relative de la fibre neutre

$z$  : Bras de levier

$d$  : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

$d$  : Distance entre les armatures et la fibre neutre

$C_p$  : Facteur de force horizontal

$Br$  : Section réduite

**M** : Moment fléchissant

**T** : Effort tranchant

**N** : Effort normal

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

**D** : Facteur d'amplification dynamique

**R** : Coefficient de comportement global de la structure **Q** : Facteur de qualité

**W** : Poids total de la structure

**V** : Force sismique total

**W<sub>i</sub>** : Poids sismique au niveau « i »

**C<sub>T</sub>** : Coefficient de période

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté dans la wilaya d'Annaba. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (II.a) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

- La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2018 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondations) ont été calculé dans la dernière partie.

Le résultat final de cette étude nous a mené à une structure assurée par un contreventement mixte (poteaux et voiles) sur des fondations superficielles de type filantes.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2018, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

# ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة فصلية لإنجاز بناية سكنية تتكون من طابق ارضي + 9 طوابق, في ولاية عنابة المصنفة الى منطقة زلزالية بواسطة (II.a). حسب النظام الجزائري RPA99 version 2003 .

هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

- الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض الخصائص المواد وحمولة كل عنصر.
- الجزء الثاني : يهد إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.
- الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.
- الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقواة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات )

النتيجة النهائية لهذه الدراسة لقد قادتنا الى هيكل يضمه تقوية خنطلة (اعمدة و جدران مسلحة ) على اساسات سطحية من نوع خيطي.

كلمات مفتاحية : العمارة ، خرسانة مسلحة ، ROBOT 2018 ، RPA99 modifié 2003 ،

.BAEL91 modifié 99

# Introduction générale

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application 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+9, 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 **ROBOT 2014** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendré 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. Introduction :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+9** à usage d'habitation avec un parking en RDC .Cet ouvrage est implanté dans la wilaya **d'Annaba** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone II. a**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).Le site est considéré comme un site meuble de catégorie S3.

### ➤ **Caractéristiques géométriques :**

#### ✓ **Dimensions en élévation:**

La hauteur d'étage RDC = 4.08 m.

La hauteur d'étage courant = 3.06 m.

Hauteur totale du Bâtiment sans l'acrotère : H = 31.62 m.

Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : H =32.22 m

#### ✓ **Dimensions en plan:**

Longueur totale de Bâtiment : Lx = 21.70 m.

Largeur du Bâtiment : Ly =13.90 m.

\*la circulation en élévation est assurée par un escalier et ascenseur.

\*les cloisons et les murs extérieurs sont en briques creuses.

\*Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

## I-3. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

## I-2. Eléments constituant la construction :

### ➤ **Planchers :** Nous avons opté pour deux types de plancher :

\* planchers à corps creux.

\*planchers en dalle pleine

**\*Planchers à corps creux :** 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 a corps creux**

**\*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 économique .Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

- **Les Balcons :** Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.
- **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.
- **Terrasse :** Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse inaccessible.
- **Escaliers :** Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage.

➤ **Maçonnerie:** Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

\* **Les murs extérieurs :** ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

\* **Les murs intérieurs :** sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

➤ **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. Les caractéristiques des matériaux :**

##### **I-4-1. Le béton :**

###### **I-4-1-1. Définition :**

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m<sup>3</sup>.

###### **I-4-1-2. Les composants du béton :**

Dans ce projet, on accepte le dosage suivant pour 1 m<sup>3</sup> du béton :

\* 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de CPA pour la superstructure et 370kg/m<sup>3</sup> de CRS pour l'infrastructure

\* 400 kg/m<sup>3</sup> de sable  $D_s < 5$  mm

\* 800 kg/m<sup>3</sup> de gravillon  $5 \text{ mm} < D_g < 25$  mm

\* 175Kg/m<sup>3</sup> d'eau de gâchage.

###### **I-4-1-3. Caractéristique du béton :**

###### **a) Résistance à la compression à 28 jours : BAEL91 (Article A.2.1.1.1)**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

\* Pour l'étude de notre projet, on prendra :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

## b) Résistance à la traction : BAEL91 (Article A.1.2.1.2)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{si: } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si: } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

\* Pour notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

## c) Les Contrainte Limites :

Il existe deux états limites différents **l'ELU** et **l'ELS**.

### ➤ Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

\*contrainte ultime de compression : BAEL91 (art. A.4.3.4.1)

$$\sigma = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec :  $\gamma_b$  = coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$\sigma = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: cas des combinaisons accidentales} \\ 18.5 \text{ MPa: les autres cas} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

**\*contrainte ultime de cisaillement : BAEL91 (art.A.5.1.2.1)**

- ✓ Fissuration peu préjudiciable :  $\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:  $\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors
 
$$\tau_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5 MPa)$$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante:  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \tau_u$

Avec:

$V_u$  = effort tranchant ultime de calcul

$b_0$  = largeur de la pièce

$d$  = hauteur de la pièce

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

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau.

**\*contrainte limite de service de compression :BAEL91 (art.A.4.5.2)**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Avec :  $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$

$\bar{\sigma}_b =15\text{Mpa}$

**d) Module de déformation longitudinale : BAEL91 (Article A.2.1.2)**

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

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où on a : } E_{128} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

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

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où on a : } E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

**e) La masse volumique du béton armé : DTR**      $\gamma = 2500 \text{ kg/ m}^3$

**f) Coefficient de poisson : BAEL91 (article.2.1.3)**

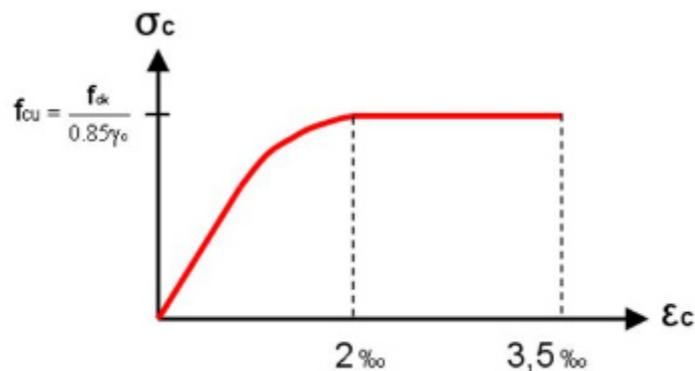
On appelle coefficient de poisson le rapport :  $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU :  $\nu = 0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS :  $\nu = 0,2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton fissuré).

**I-4-1-4. Diagramme déformations –contraintes du béton :**

Ce diagramme qui représente le contrainte de béton en fonction de son accourcissement (**Figure I.2**), est constitué comme suit :



**Figure I.2: Diagramme déformation-contrainte du béton**

**I-4-2. L'acier:****I-4-2-1. Définition :**

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  $\varnothing=6\text{mm}$  pour les dalles

**I-4-2-2 les caractéristiques d'acier :****a) Contrainte limite de l'acier :**

Il existe deux états limites différents **l'ELU** et **l'ELS**.

**➤ Etat limite ultime « E.L.U » :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$\gamma_s=1,15$  situation durable ou transitoire

$\gamma_s= 1,0$  situation accidentelle

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

**➤ Etat limite ultime « E.L.S » :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

\* **Fissuration peu nuisible** :(cas des éléments situés dans des clos ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant  $\sigma_s$ .

\* **Fissuration préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\eta) \text{ (MPa)}$

\* **Fissuration très préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90\eta) \text{ (MPa)}$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

b) Allongement de rupture :

$\epsilon_s$  = 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 contraint – déformations,

il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  (MPa).

**I-4-2-3. Diagramme déformations –contraintes du l'acier:**

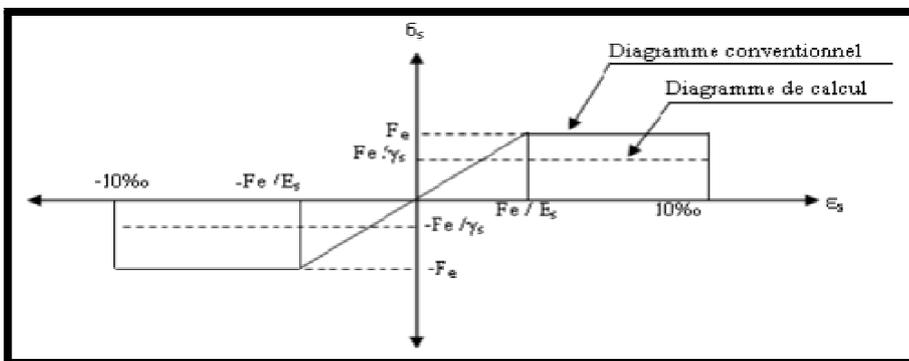


Figure I.3: Diagramme déformation-contrainte de l'acier

**I-5. Les actions et sollicitations :**

**I-5-1. Les actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes.
- . Des charges d'exploitations.
- . Des charges climatiques.

- **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.).

### **I-5-2. Les Sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

- **Les combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU: 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 \times G + E \\ G + Q + 1.2E \end{cases}$$

# CHAPITRE I

## Présentation de l'ouvrage

# CHAPITRE II

## Prédimensionnement

**II-1. Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but 'le pré calcul' les sections des différents éléments de la structure, Ces dimensions sont choisies selon les règlements du RPA99V2003 et du BAEL91.

**II-2. Pré dimensionnement des éléments principaux :**

En construction, les poutres et les poteaux doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant à conditions suivantes :

- Condition du BAEL91.
- Condition du RPA99/version 2003.

**1. Pré dimensionnement des poutres :**

**1-1. Les poutres principales :**

- **Condition du porté (BAEL91) :**

$$h = \left[ \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée.  $\Rightarrow L_{max} = 4.90$  m

$h = (32.66 \div 49)$  cm

On prend:  $h = 45$ cm.

$b = (0.3 \div 0.6) h = (13.5 \div 27)$

On prend:  $b = 35$  cm.

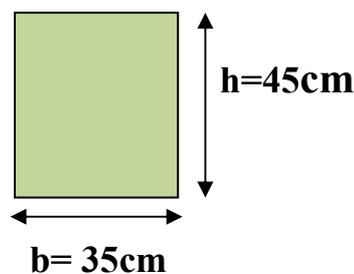
- **Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :**

$b \geq 20$  cm  $\Rightarrow b = 35$  cm  $\longrightarrow$  C.V.

$h \geq 30$  cm  $\Rightarrow h = 45$  cm  $\longrightarrow$  C.V.

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.28 < 4 \longrightarrow$  C.V.

Donc la section adoptée pour la poutre principale est.:  $(35 \times 45) \text{cm}^2$



**Figure II.1: Poutre principale**



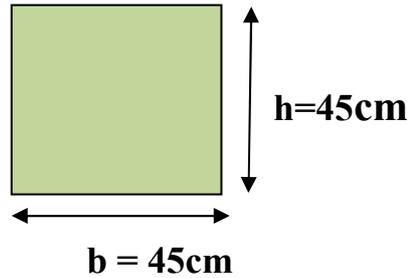


Figure II.3: Poteau

### 3. Pré dimensionnement des voiles:

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63\text{m.}$$

$$h \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \right]$$

$$h \geq \max \left[ \frac{363}{20}; 15 \right]$$

$$h \geq \max[18.15 ; 15] \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } a = 20\text{cm}$$

### II-3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

#### 1. Pré dimensionnement des plancher corps creux :

- Condition de flèche : BAEL (art B.6.8, 4.2.4)

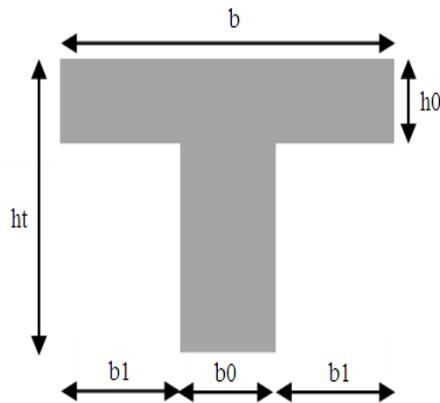
La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport  $h_t/L_{\max}$  est au moins égal à 1/22.5

$L_{\max}$  : est travée maximale entre nus dans le sens parallèles au poutrelles ( $L=440\text{cm}$ )

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 19.55 \text{ cm.}$$

Soit  $h_t = 20\text{cm} (16+4)$

- Dimensionnement des poutrelles :



**Figure II.4: Coupe transversale d'une poutrelle.**

$H_0$ : Hauteur du corps creux.

**$h_0=4\text{cm}$**

$h_t$ : Hauteur de la dalle de compression.

**$h_t=20\text{cm}$**

$b_0$  : largeur de la nervure.

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm.}$

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

$b_1$ : la largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

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

$L_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

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

$L_y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 360\text{cm}$$

Soit :  **$b_1 = 26.5 \text{ cm.}$**

$b$  : la largeur de la table de compression

$$b \leq b_0 + 2 b_1 = 65 \text{ cm}$$

Alors :  **$b = 65 \text{ cm.}$**

## 2. Pré dimensionnement des balcons:

Balcon est constitué d'une dalle pleine.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$  on a :  $L = 1.40m$

$9.33 \leq e \leq 14 \text{ cm}$  On prend une épaisseur de : **14cm.**

## 3. Pré dimensionnement de L'acrotère :

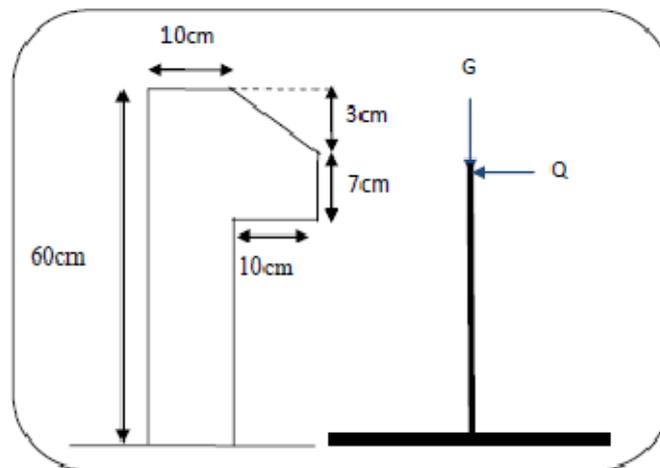


Figure II.5 : L'acrotère

## 4. Pré dimensionnement de L'escalier :

- 1 : épaisseur de palier de repos (e).
- 2 : longueur projetée de la volée ( $L_0$ ).
- 3 : giron (g).
- 4 : hauteur de la contre marche (h).
- 5 : hauteur de la volée (H).
- 6 : inclinaison de la paillasse ( $\alpha$ ).
- 7 : emmarchement (E)

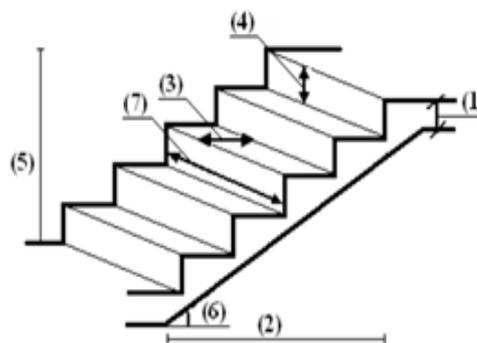


Figure II.6 : L'escalier

**\*Dimensionnement :**

-Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60 \leq g+2h \leq 66$

**h:** hauteur de la contre marche varie entre **14 à 20 cm.**

On prend :  $h=17\text{cm}$

**g:** largeur de marche (giron) de **24 à 32cm.**

On prend :  $g=30\text{cm}$

Donc :  $60 \leq 30+2*17 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 66$  (C.V)

-le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$

H : Hauteur d'étage

**Type a : (RDC niveau1 : (0 a 1.02m)) → H=1.02m**

Donc :  $n = \frac{1.02}{0.17} = 6$

- le nombre de marche :  $n-1 = 6-1 = 5$

- longueur de la volée. :  $L_v = (n-1)*g = 150\text{cm}$

- longueur de palier :  $L_p = 150\text{cm}$

- Epaisseur de l'escalier :  $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}\right) * L_{\max}$

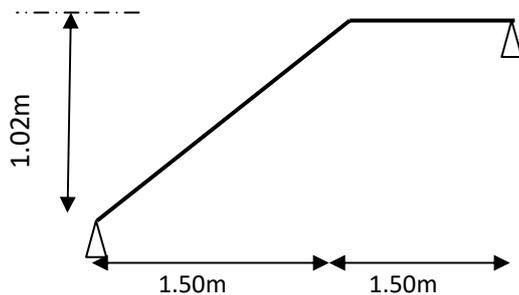
$L_{\max} = L_p + \sqrt{H^2 + L_v^2} = 150 + \sqrt{1.02^2 + 1.50^2} = 331.39\text{cm}$

Donc ;  $e = (11.04 \div 16.56)$

On adopté : **e = 15cm**

-Inclinaison de la paillasse :  $\alpha = \arctan \frac{H}{L_v}$

$\alpha = \arctan \frac{1.02}{1.5} = 34.21^\circ$



Type b :(RDC niveau 2 :(1.02 a.4.08m) et EC ) → H=3.06m

Donc :  $n = \frac{306}{17} = 18$

⇒ 9 contre marches sur volée.

- le nombre de marche :  $n-1 = 9-1 = 8$

- longueur projetée de la volée. :  $L_v = (n-1) * g = 240\text{cm}$

- longueur du palier :  $L_p = L - L_v = 385 - 240 = 145\text{cm}$

- Epaisseur de l'escalier :  $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}\right) * L_{\max}$

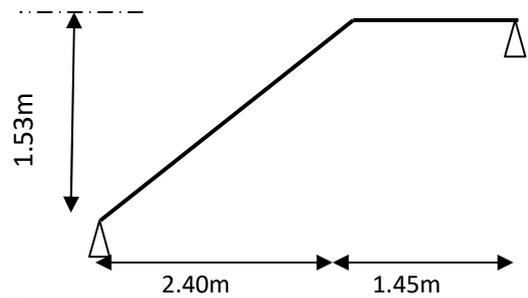
$L_{\max} = L_p + \sqrt{H^2 + L_v^2} = 145 + \sqrt{153^2 + 240^2} = 145 + 284.62 = 429.62\text{cm}$

Donc ;  $e = (14.32 \div 21.48)$

On adopté :  $e = 15\text{cm}$

-Inclinaison de la paillasse :  $\alpha = \text{arc tan } \frac{H}{L_v}$

$\alpha = \text{arc tan } \frac{1.53}{2.40} = 32.52^\circ$



📊 Tableau récapitulatif des résultats :

Les éléments	Sections(cm)
Les planchers	16+4
Balcons	14
Poutres principales [P.P]	35*45
Poutres secondaires [P.S]	35*40
Poteaux	45*45
Voiles	20

# CHAPITRE III

## Descente des charges

**III-1. Introduction :**

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

**III-2. Rôle de descente de charge :**

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux)

**III-3. Estimation des charges et des surcharges :**

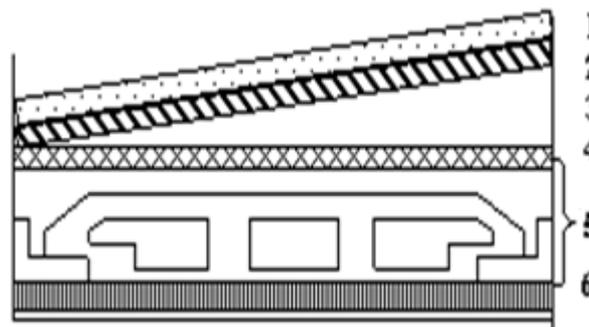
D'après DTR

**1. Les planchers a corps creux :**

La structure présente deux type de plancher a corps creux :

**1-1. 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.



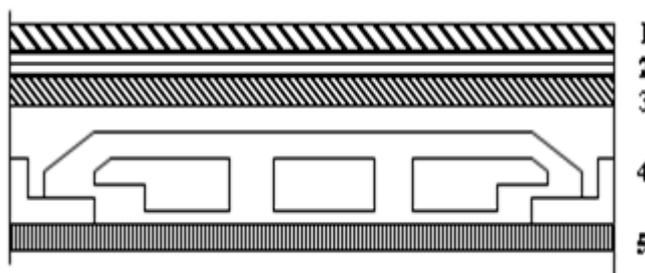
*Figure III.1 : Plancher terrasse.*

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Béton de pente	0.10	22	2.20
4. Isolation thermique	0.04	4	0.16
5. Dalle en corps creux	0.20	-	2.80
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G	6.33 KN/m <sup>2</sup>		
Q	1 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III.1 : Charge permanente et surcharge du plancher terrasse.**

### 1-2. Plancher étage courant :

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



**Figure III.2 : Plancher étage courant.**

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en corps creux	0.20	-	2.8
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6-Cloison	0.10	-	0.9
G	5.1 KN/m <sup>2</sup>		
Q	1.5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III.2 : Charge permanente et surcharge du plancher courant.**

## 2. Dalle plein :

La structure présente deux types de plancher en dalle plein :

### 2-1. Dalle plein-terrasse :

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Béton de pente	0.10	22	2.20
4. Isolation thermique	0.04	4	0.16
5. Dalle pleine	0.14	25	3.50
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G	7.03 KN/m <sup>2</sup>		
Q	1 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III.3 : Charge permanente et surcharge de la dalle plein terrasse.**

### 2-2. Dalle plein-courant :

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle pleine	0.14	25	3.50
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloison	0.10	-	0.9
G	5.80KN/m <sup>2</sup>		
Q	3.5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III.4 : Charge permanente et surcharge de la dalle plein courant.**

3. Maçonnerie :

3.1. Mur extérieur :

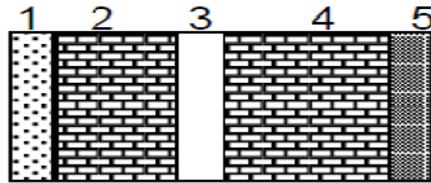


Figure III.3 : mur extérieur.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2- Briques creuses	0.10	-	0.90
3- lame d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	-	1.3
5- Enduit en mortier	0.02	18	0.36
G	2.76KN/m <sup>2</sup>		

Tableau III.5 : Charge permanente du mur extérieur.

3.2. Mur intérieur :

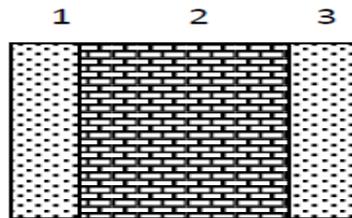


Figure III.4 : mur intérieur.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2- Brique creuse	0.10	-	0.90
3- Enduit en platre	0.02	10	0.20
G	1.3 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau III.6: Charge permanente du mur intérieur

4. L'escalier :

4-1. Volée (paillasse) :

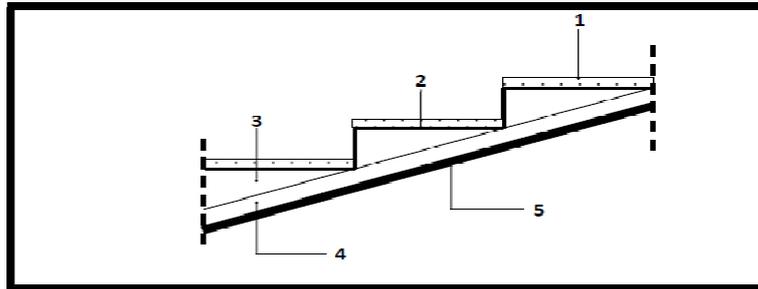


Figure III.5: Paillasse

Désignations	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1- carrelage	22	0.02	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Poids des marches	22	0.17/2	1.87
4- Poids de la paillasse	25	0.15/cos $\alpha$	4.53
5- Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
G (type a)	7.44KN/m <sup>2</sup>		
G (type b)	7.36KN/m <sup>2</sup>		
Q	2.5KN/m <sup>2</sup>		

Tableau III.7 : Charge permanente et surcharge du paillasse

4-2. Palier :

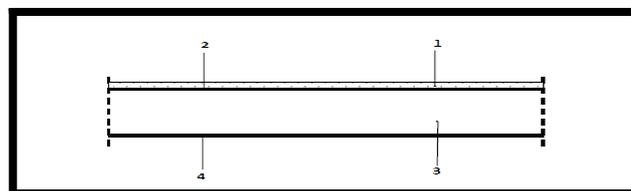


Figure III.6 : Palier

Désignations	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	22	0.2	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Poids propre du palier	25	0.15	3.75
4- Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	4.79KN/m <sup>2</sup>		
Q	2.5KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III.8 : Charge permanente et surcharge du palier**

**5. l'acrotère :**

$$S = [0,6 \cdot 0,1 + 0.07 \cdot 0.1 + (0.03 \cdot 0.1) / 2] = 0.0685 \text{m}^2$$

✓ **La charge :**

On considère une bande de 1 m de largeur.

G<sub>1</sub> : Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$G_1 = \rho \cdot S \cdot 1$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère s=0.0685m<sup>2</sup>

ρ : le poids volumique tel que ρ =2500 dan/m<sup>3</sup>

$$G_1 = 2500 \cdot 0.0685 \cdot 1 = 171.25 \text{ dan /ml}$$

G<sub>2</sub> : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire :

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ KN/ml}$$

le poids propre G=G<sub>1</sub>+G<sub>2</sub>=171.25+12=183.25 dan/ml

✓ **la surcharge :**

D'après D.T.R .B.C.2.2.

Q : force horizontale l'acrotère due a la main courante est 100 dan/m

$$Q = 100 \cdot 1 = 100 \text{ dan/ml (pour une terrasse inaccessible)}$$

Donc : **G=183.25 daN/ml**

$$Q=100 \text{ daN/ml}$$

Elément	Charge G	Surcharge Q
acrotère	1.83KN/m <sup>2</sup>	1KN/m <sup>2</sup>

**Tableau III.9 : Charge permanente et surcharge de l'acrotère**

✚ Tableau récapitulatif des résultats :

Eléments	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )	Charges Q (KN/m <sup>2</sup> )
L'acrotère	1.83	1
Plancher terrasse inaccessible	6.33	1
Plancher courant	5.1	1.5
Dalle pleine – terrasse	7.03	1
Dalle pleine – étage courante	5.80	3.5
L'escalier - Palier	4.79	2.50
L'escalier - Paillasse –(a)	7.44	2.50
L'escalier - Paillasse –(b)	7.36	2.50
Mur intérieur	1.3	-
Mur extérieur	2.76	-

**III-4. Vérification de la section des poteaux :**

➤ Sur poteau centrale :poteau(E2)

On choisit pour la descente des charges le poteau le plus sollicité.

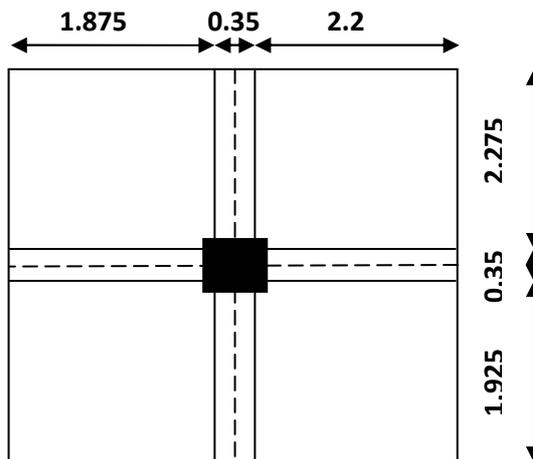


Figure III.7 : Surface afférente du poteau centrale

\*Surface afférente :

$$S_G = (2.2 + 1.875) * (1.925 + 2.275) = 4.075 * 4.2 = 17.115 \text{ cm}^2$$

$$S_Q = ((2.2 + 0.35 + 1.875) * (1.925 + 0.35 + 2.275)) - (0.45 * 0.45) = 19.93 \text{ cm}^2$$

- **Loi De Dégression :** DTR B.C.2.2 :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toi ou terrasse :  $Q_0$
- Pour le dernier étage :  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5

(Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

section	éléments		Calcul			G (kn)	Q (kn)
1-1	plancher terrasse	6,33	*	17.115		108.33	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1	*	19.93		-	<b>19.93</b>
1-2	<b>Venant</b>					<b>139.13</b>	<b>19.93</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
2-1	<b>Venant</b>					<b>154.63</b>	
	plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93		-	<b>29.89</b>
2-2	<b>Venant</b>					<b>272.71</b>	<b>49.825</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
3-1	<b>Venant</b>					<b>288.21</b>	
	Plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.9	-	<b>26.90</b>
3-2	<b>Venant</b>					<b>406.29</b>	<b>76.725</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	

4-1	<b>Venant</b>					<b>421.79</b>	
	Plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.8	-	<b>23.91</b>
4-2	<b>Venant</b>					<b>539.87</b>	<b>100.63</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
5-1	<b>Venant</b>					<b>555.37</b>	
	plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.7	-	<b>20.92</b>
5-2	<b>Venant</b>					<b>673.45</b>	<b>121.55</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
6-1	<b>Venant</b>					<b>688.95</b>	
	plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.6	-	<b>17.93</b>
6-2	<b>Venant</b>					<b>807.03</b>	<b>139.48</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
7-1	<b>Venant</b>					<b>822.53</b>	
	Plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.5	-	<b>14.94</b>
7-2	<b>Venant</b>					<b>940.61</b>	<b>154.42</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
8-1	<b>Venant</b>					<b>956.11</b>	
	plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-

	Poutre secodaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.5	-	<b>14.94</b>
<b>8-2</b>	<b>Venant</b>					<b>1074.19</b>	<b>169.36</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
	<b>Venant</b>					<b>1089.69</b>	
<b>9-1</b>	plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secodaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.5	-	<b>14.94</b>
<b>9-2</b>	<b>Venant</b>					<b>1207.77</b>	<b>184.3</b>
	poteau	25	0.45	0.45	3,06	15.50	
<b>10-1</b>	<b>Venant</b>					<b>1223.27</b>	
	Plancher etage	5,1	*	17.115		87.28	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	4.2	16.54	-
	Poutre secodaire	25	0,35	0.40	4.075	14.26	-
	Sur charge	1,5	*	19.93	0.5	-	<b>14.94</b>
<b>10-2</b>	<b>Venant</b>					<b>1341.35</b>	<b>199.24</b>
	poteau	25	0.45	0.45	4.08	20.65	
<b>Venant</b>						<b>1362</b>	
<b>Total</b>						<b>1362</b>	<b>199.24</b>

$$G = 1362KN.$$

$$Q = 199.24KN.$$

$$N_d = G + Q = 1561.24KN$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 2137.56KN.$$

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (art7.4.3.1)**

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

avec:

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$ : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$\vartheta = \frac{1561.24 * 10^3}{450 * 450 * 25} = 0.3 \leq 0.30 \dots \dots \dots C.V.$$

• **Vérification de la section de poteau : BAEL91(B.8.4.1)**

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U \leq \bar{N} = \alpha \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right)$$

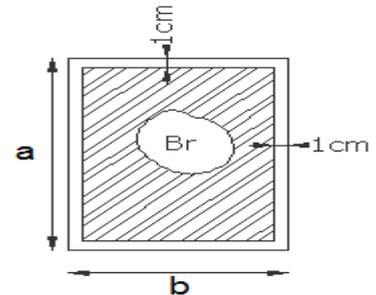
Avec  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ .

$$L_f = 0.7xh_e = 0.7x 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} = 18.55 < 50.$$

Pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.804 .$$



$B_r$  : est la section réduite du poteau .

$$B_r = (45-2) (45-2) = 1849 \text{ cm}^2 .$$

$A$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times (b \times h)}{100} = 405 \text{ mm}^2 \\ \frac{8 \times (b + h)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = 72 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8\%B = 1620 \text{ cm}^2 . \rightarrow \text{en zone IIa}$$

$$A = 1620 \text{ cm}^2 .$$

$$\bar{N} = \alpha \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right) = 0.804 \left( \frac{184900 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{162000 * 400}{1.15} \right) = 48056607.73 \text{ N.}$$

$$\bar{N} = 48056.60773 \text{ KN.}$$

$$N_u = 2137.56 \text{ KN} \leq \bar{N} = 48056.60773 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V.$$

➤ Sur poteau de rive : poteau (F1)

On choisit pour la descente des charges le poteau le plus sollicité.

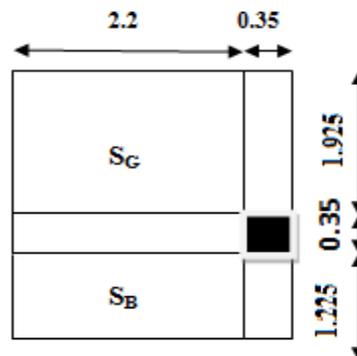


Figure III.8 : Surface afférente du poteau de rive

\*Surface afférente :

$$S_G = 1.925 * 2.2 = 4.235 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (1.925 + 0.35) * (2.2 + 0.35) - (0.45 * 0.45) = 5.67 \text{ m}^2$$

$$S_B = 1.225 * 2.2 = 2.695 \text{ m}^2$$

section	éléments		Calcul			G (kn)	Q (kn)
1-1	acrotère	1.83	*	5.7		10.43	-
	Plancher terrasse	6,33	*	4.235		26.80	-
	Balcon terrasse	7.03	*	2.695		18.95	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge P.	1	*	5.67		-	5.67
	Sur charge B.	1	*	2.695		-	2.695
1-2	<b>Venant</b>					<b>76.28</b>	<b>8.365</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	-
2-1	<b>Venant</b>					<b>91.78</b>	<b>8.365</b>
	plancher etage	5,1	*	4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8	*	2.695		15.63	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-

	secodaire						
	Sur charge p.	1.5	*	5.67	1	-	<b>8.50</b>
	Sur charge B.	3.5	*	2.695	1	-	<b>9.43</b>
<b>2-2</b>	<b>Venant</b>					<b>149.11</b>	<b>26.30</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	-
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	-
<b>3-1</b>	<b>Venant</b>					<b>194.16</b>	<b>26.30</b>
	plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8		2.695		15.63	-
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secodaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.9	-	<b>7.65</b>
	Sur charge B.	3.5		2.695	0.9	-	<b>8.48</b>
<b>3-2</b>	<b>venant</b>					<b>251.49</b>	<b>42.425</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	
<b>4-1</b>	<b>venant</b>					<b>296.54</b>	<b>42.425</b>
	Plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8		2.695		15.63	
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secodaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.8	-	<b>6.80</b>
	Sur charge B.	3.5		2.695	0.8	-	<b>7.54</b>
<b>4-2</b>	<b>venant</b>					<b>353.87</b>	<b>56.765</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	-
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	-
<b>5-1</b>	<b>venant</b>					<b>398.92</b>	<b>56.765</b>
	Plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8		2.695		15.63	
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secodaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.7	-	<b>5.95</b>
Sur charge B.	3.5		2.695	0.7	-	<b>6.60</b>	

5-2	<b>venant</b>					<b>456.25</b>	<b>69.315</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	-
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	-
6-1	<b>Venant</b>					<b>501.3</b>	<b>69.315</b>
	plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8		2.695		15.63	
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.6	-	<b>5.10</b>
	Sur charge B.	3.5		2.695	0.6	-	<b>5.65</b>
6-2	<b>venant</b>					<b>558.63</b>	<b>80.065</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	
7-1	<b>venant</b>					<b>603.68</b>	<b>80.065</b>
	plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8		2.695		15.63	
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.5	-	<b>4.25</b>
	Sur charge B.	3.5		2.695	0.5	-	<b>4.71</b>
7-2	<b>venant</b>					<b>661.01</b>	<b>89.025</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	
8-1	<b>venant</b>					<b>706.06</b>	<b>89.025</b>
	Plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	balcon etage	5.8		2.695		15.63	
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.5	-	<b>4.25</b>
	Sur charge B.	3.5		2.695	0.5	-	<b>4.71</b>
8-2	<b>venant</b>					<b>763.39</b>	<b>97.985</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	

<b>9-1</b>	<b>venant</b>					<b>808.44</b>	<b>97.985</b>
	Plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8		2.695		15.63	
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.5	-	<b>4.25</b>
	Sur charge B.	3.5		2.695	0.5	-	<b>4.71</b>
<b>9-2</b>	<b>venant</b>					<b>865.77</b>	<b>106.945</b>
	poteau	25	0,45	0,45	3,06	15.50	
	mur exterieur	2.76		3.5	3.06	29.55	
<b>10-1</b>	<b>venant</b>					<b>910.82</b>	<b>106.945</b>
	plancher etage	5,1		4.235		21.60	-
	Balcon etage	5.8		2.695		15.63	
	Poutre principale	25	0,35	0,45	3.15	12.40	-
	Poutre secondaire	25	0,35	0.40	2.2	7.7	-
	Sur charge p.	1.5		5.67	0.5	-	<b>4.25</b>
	Sur charge B.	3.5		2.695	0.5	-	<b>4.71</b>
<b>10-2</b>	<b>venant</b>					<b>968.15</b>	<b>115.905</b>
	poteau	25	0,45	0,45	4.08	20.66	
	mur exterieur	2.76		3.5	4.08	39.41	
<b>venant</b>					<b>1028.22</b>		
<b>Total</b>					<b>1028.22</b>	<b>115.905</b>	

$$G = 1028.22KN.$$

$$Q = 115.905 KN.$$

$$N_d = G + Q = 1144.125KN$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1561.95KN.$$

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 :**

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

avec:

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$ : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$\vartheta = \frac{1144.125 * 10^3}{450 * 450 * 25} = 0.23 \leq 0.30 \dots \dots \dots C.V.$$

• **Vérification de la section de poteau : BAEL91**

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U \leq \bar{N} = \alpha \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right)$$

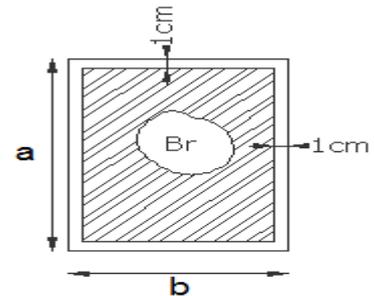
Avec  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ .

$$L_f = 0.7 * h_e = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} = 18.55 < 50.$$

Pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.804 .$$



$B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (45-2) (45-2) = 1849 \text{ cm}^2.$$

$A$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RBA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(4U; 0.2\%B) = \max(640; 405) = 640 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.9\%B = 1822.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = 1822.5 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{N} = \alpha \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right) = 0.804 \left( \frac{184900 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{182250 * 400}{1.15} \right) = 51241904.25 \text{ N.}$$

$$\bar{N} = 51241.90425 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1561.95 \text{ KN} \leq \bar{N} = 51241.90425 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V.$$

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments secondaires

**IV-1. Introduction :**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

**IV-2. l'escalier:****IV-2-1. Introduction :**

-Dans notre structure on a un seul type d'escalier en béton armé et composée :

- ✓ Paliers d'épaisseur 15cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm

-L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

-Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

-le calcule des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

**IV-2-2. Evaluation des charges:**

☒ **Paillasse :**

➤ **Type (a) :**

$$G = 7.44 \times 1ml = 7.44KN/ml$$

$$Q = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

➤ Type (b)

$$G = 7.36 \times 1ml = 7.36 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

☒ Palier :

$$G = 4.79 \times 1ml = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

IV-2-3. Combinaison des charges :

$$E.L.U : Pu = 1,35g + 1,5q$$

$$ELS : Pser = g + q$$

Désignation	Paillasse(a)KN/ml	Paillasse(b) KN/ml	Palier KN/ml
$P_U$	13.79	13.69	10.22
$P_{ser}$	9.94	9.86	7.29

Tableau IV-2-1. Combinaison des charges d'escalier

IV-2-4. Détermination des sollicitations :

✓ Pour la méthode des charges équivalentes :

✓ La charge équivalente :  $q_{\acute{e}q} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

✓ Moment isostatique :  $M_0 = q_{\acute{e}q} \times \frac{l^2}{8}$

✓ L'effort tranchant :  $T_U = q_{\acute{e}q} \times \frac{L}{2}$

✓ Moment sur appui :  $M_a = 0.3M_0$

✓ Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$

➤ Type(a) :

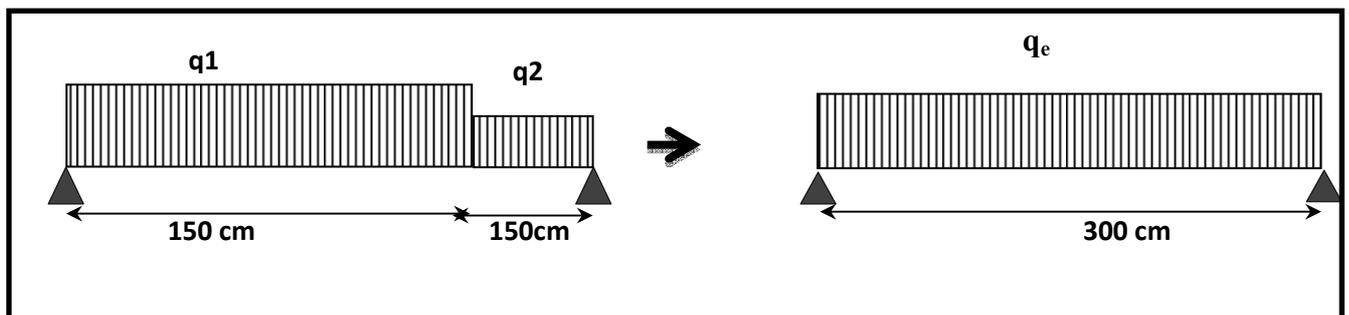
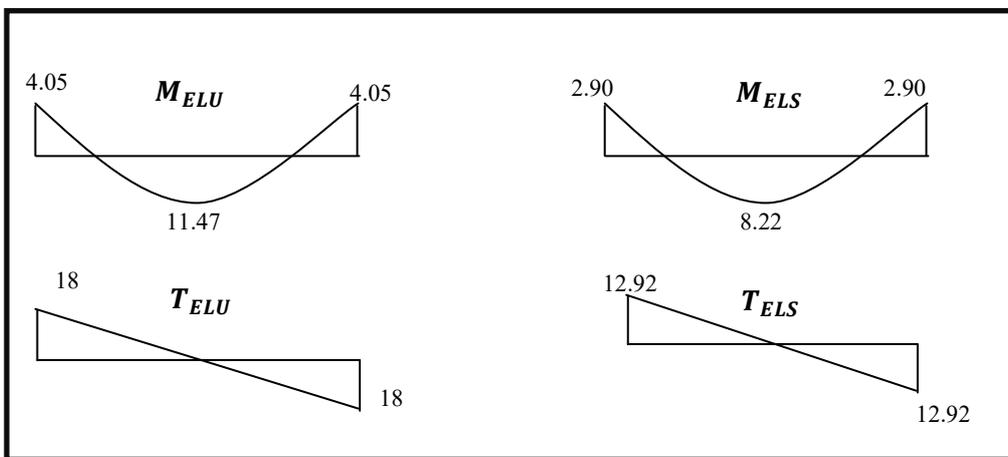


Figure. IV-2-1. schéma statique d'escalier (a)

- **ELU :**  $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{13.79(1.50) + 10.22(1.50)}{1.50 + 1.50} = 12 \text{ KN/ml}$
- **ELS :**  $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{9.94(1.50) + 7.29(1.50)}{1.50 + 1.50} = 8.61 \text{ KN/ml}$

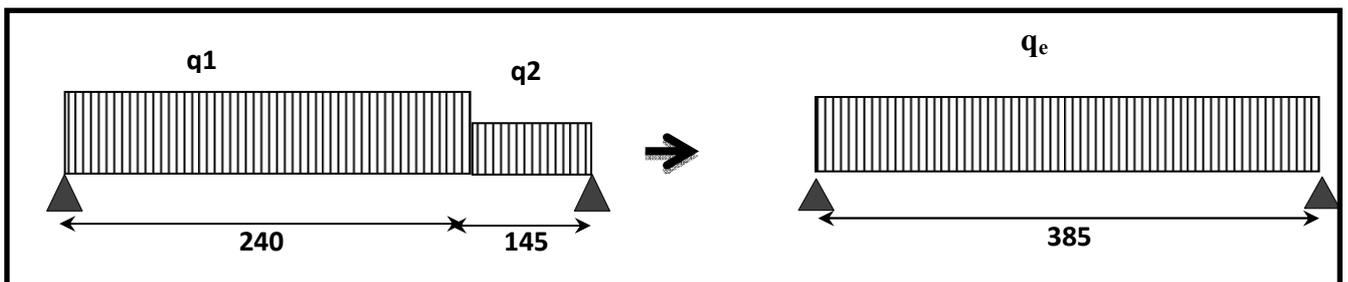
	$q_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_u(\text{KN})$
<b>ELU</b>	12	13.5	4.05	11.47	18
<b>ELS</b>	8.61	9.68	2.90	8.22	12.92

**Tableau IV-2-2.les sollicitations d'escalier (a)**



**Figure. IV-2-2.Diagramme de moment et l'effort tranchant d'escalier (a)**

➤ **Type(b) :**



**Figure. IV-2-3.schéma statique d'escalier (b)**

- **ELU :**  $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{13.69(2.40) + 10.22(1.45)}{2.40 + 1.45} = 12.52 \text{ KN/ml}$
- **ELS :**  $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{9.86(2.40) + 7.29(1.45)}{2.84 + 1.45} = 9 \text{ KN/ml}$

	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_u$ (KN)
ELU	12.52	23.20	6.95	19.72	24.10
ELS	9	16.67	5	14.16	17.32

Tableau IV-2-3.les sollicitations d'escalier (b)

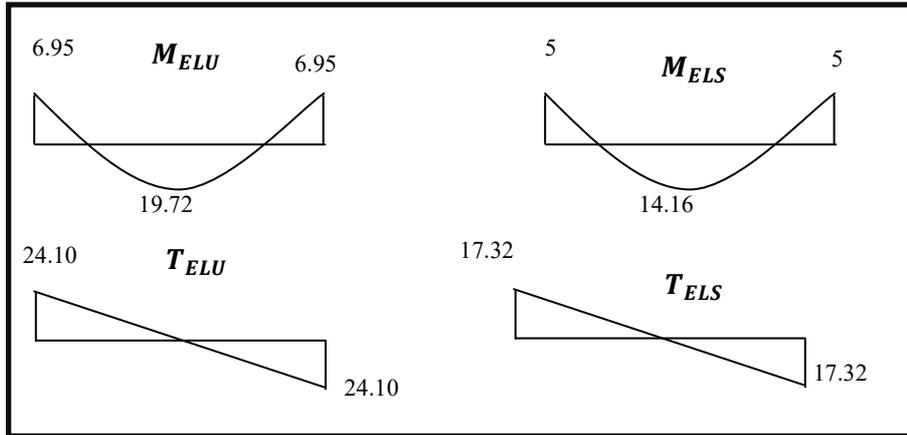


Figure. IV-2-4. Diagramme de moment et l'effort tranchant d'escalier (b)

IV-2-5. Calcul de Ferrailage :

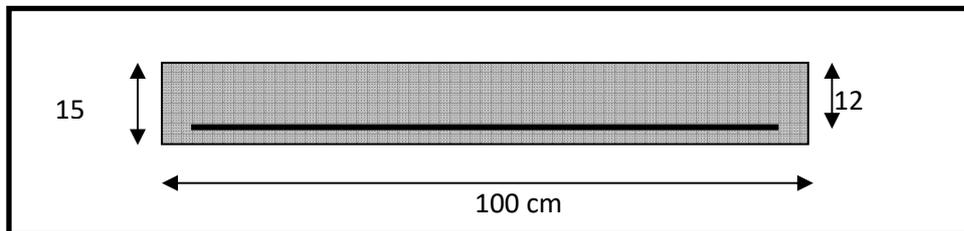


Figure. IV-2-5 : Section à ferrailer d'escalier.

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

Avec :  $C \geq 1 + 1 = 2$  on choisit  $C = 3cm$

$b = 100cm$

$h = 15cm$

$d = h - c = 12 cm$

## ✚ Armatures longitudinales :

### ➤ E.L.U :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0,4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d (m)	$f_{bu}$ (mpa)	$\sigma_s$ (mpa)	fe (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.11	14.20	348	400

**Tableau IV-2-4. Caractéristiques géométriques et mécaniques**

### • Type(a) :

Elément	Mu (N.m)	M	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	Acalc (cm2)
Travée	11470	0.056	0,392	0.072	0.9712	2.82
Appuis	4050	0,020	0,392	0,025	0,99	0.97

**Tableau IV-2-5. Sections des armatures d'escalier(a)**

### • Type(b)

Elément	Mu (N.m)	M	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	Acalc (cm2)
Travée	19720	0.096	0,392	0,126	0,9496	4.97
Appuis	6950	0,033	0,392	0,042	0,9832	1.69

**Tableau IV-2-6. Sections des armatures d'escalier(b)**

### ➤ E.L.S :

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

### • Type(a)

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.072	11470	8220	1,39	25	0,445	Vérifiée
Sur appuis	0.025	4050	2900	1,39	25	0,445	Vérifiée

**Tableau IV-2-7. Vérification la contrainte d'escalier(a)**

### • Type(b)

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,126	19720	14160	1,39	25	0,445	Vérifiée
Sur appuis	0,042	6950	5000	1,39	25	0,445	Vérifiée

**Tableau IV-2-8. Vérification la contrainte d'escalier(b)**

➤ Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2 \cdot 1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2$$

- Type(a) :

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.82	1.45	1.50	2.82	4HA10 = 3.14
Appuis	0.97	1.45	1.50	1.50	4HA8 = 2.01

Tableau IV-2-9. Armatures Longitudinales d'escalier(a)

- Type(b) :

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	4.97	1.45	1.50	4.97	5HA12 = 5.65
Appuis	1.69	1.45	1.50	1.69	4HA8 = 2.01

Tableau IV-2-10. Armatures Longitudinales d'escalier(b)

✚ Armatures de répartitions :

$$A_t = A_L / 4$$

- Type(a) :

Elément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	3.14	0.785	3T8 = 1.51
Appuis	2.01	0.50	3T6 = 0.85

Tableau IV-2-11: Armatures de répartitions d'escalier(a)

- Type(b) :

Elément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	5.65	1.41	3T8 = 1.51
Appuis	2.01	0.50	3T6 = 0.85

Tableau IV-2-12: Armatures de répartitions d'escalier(b)

**IV-2-6. L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42) :**

• **Type(a) :**

**Armatures longitudinales :**

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Travée:  $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- Appuis:  $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- Travée:  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$
- Travée:  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

• **Type(b) :**

**Armatures longitudinales :**

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Travée:  $S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- Appuis:  $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- Travée:  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$
- Appuis:  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

**IV-2-7. Vérification de l'effort tranchant:**

La contrainte tangente  $\tau_u$  : **BAEL91 (A.5.1, 1).**

$T_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$  Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible  $\overline{\tau}_u$  est

donnée par la formule suivante :

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ (BAEL (A.5.1,2)).}$$

• **Type(a) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18000}{1000 \times 120} = 0.15 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28/\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211 )}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

• **Type(b) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{24100}{1000 \times 120} = 0.20 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28/\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211 )}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

**IV-2-8. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):**

• **Type(a) :**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{300} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.05 \leq 0.085 \dots\dots C.N.V$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{300} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.05 \leq 0.0625 \dots\dots\dots C.N.V$$

Comme les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

• **Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec :  $\eta$  coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

Et  $A_s$  = la section d'armature en travée ( $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ )

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 3.14 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 3.14} = 7.63 \text{ cm}$$

Alors :  $Y_G' = h - Y_G = 15 - 7.27 = 7.37 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 12 - 7.27 = 4.37 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left[ \left( \frac{15}{2} \right) - 7.63 \right]^2 + 15 \times 3.14 \times (12 - 7.63)^2 = 29049.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b} = \frac{6.79}{12 \times 100} = 0.0026$$

Pour les déformations instantanées :  $b_0 = b$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left( 2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0026} = 8.07$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0026} = 3.23$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

**g** : c'est l'ensemble de la charge permanente.  
**J** : charge permanente sans revêtement.  
**ρ** : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(4790 \times 1.5) + (7440 \times 1.5)}{3} = 6115 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(3750 \times 1.5) + (6400 \times 1.5)}{3} = 5075 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6115 + 2500 = 8615 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6115 \times 3^2}{8} = 5847.46 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5075 \times 3^2}{8} = 4852.96 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8615 \times 3^2}{8} = 8238.09 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.0026 = 0.260$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur  $\beta_1$ :  $\rho_1 = 0.260 \Rightarrow \beta_1 = 0.879$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{5847.46}{3.14 \times 0.879 \times 12} = 176.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{4852.96}{3.14 \times 0.879 \times 12} = 146.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{8238.09}{3.14 \times 0.879 \times 12} = 248.72 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 176.54 + 2.1} = 0.066$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 146.52 + 2.1} = 0.014$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 248.72 + 2.1} = 0.22$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 29049.81) / (1 + 3.23 \times 0.066) = 26339.69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 29049.81) / (1 + 8.07 \times 0.066) = 20849.78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 29049.81) / (1 + 8.07 \times 0.014) = 28711.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 29049.81) / (1 + 8.07 \times 0,22) = 11513.59 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[5847.46 \times (300^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 26339.69]} = 0.18cm$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[5847.46 \times (300^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 20849.78]} = 0.07cm$$

$$f_i^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[4852.96 \times (300^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 28711.01]} = 0.05cm$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[8238.09 \times (300^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 11513.58]} = 0.20 cm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.26 cm < f_{adm} = \frac{300}{500} = 0.6cm$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

• **Type(b) :**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{385} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.0389 \leq 0.085 \dots \dots C.N.V$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{420} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0389 \leq 0.0625 \dots \dots C.N.V$$

Comme les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

• **Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

Avec :  $\eta$  coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

Et  $A_s$ =la section d'armature en travée( $A_s=5.65cm^2$ )

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 5.65 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.74 cm$$

Alors :  $Y_G' = h - Y_G = 15 - 7.74 = 7.26 cm$

$$\delta = d - Y_G = 12 - 7.74 = 4.26 cm$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left[ \left( \frac{15}{2} \right) - 7.74 \right]^2 + 15 \times 5.65 \times (12 - 7.74)^2 = 29749.40cm^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b} = \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.00470$$

Pour les déformations instantanées :  $b_0 = b$  ;  $f_{t28} = 2.1$  MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0047} = 4.46$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0047} = 1.78$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

$\mathbf{g}$  : c'est l'ensemble de la charge permanente.  
 $\mathbf{J}$  : charge permanente sans revêtement.  
 $\mathbf{\rho}$  : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(4790 \times 1.45) + (7360 \times 2.4)}{(1.45 + 2.4)} = 6392.07 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(3750 \times 1.45) + (6320 \times 2.4)}{(1.45 + 2.4)} = 5352.07 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + q = 6392.07 + 2500 = 8892.07 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6392.07 \times 3.85^2}{8} = 10066.81 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5352.07 \times 3.85^2}{8} = 8428.92 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8892.07 \times 3.85^2}{8} = 14004.03 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00470 = 0.470$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur  $\beta_1$ :  $\rho_1 = 0.470 \Rightarrow \beta_1 = 0.856$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{10066.81}{5.65 \times 0.856 \times 12} = 173.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{8428.92}{5.65 \times 0.856 \times 12} = 145.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{14004.03}{5.65 \times 0.856 \times 12} = 241.29 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul du coefficient  $\mu$  :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00470 \times 173.45 + 2.1} = 0.31$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00470 \times 145.23 + 2.1} = 0.23$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00470 \times 241.29 + 2.1} = 0.44$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 29749.40) / (1 + 1.78 \times 0.31) = 22102.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 29749.40) / (1 + 4.46 \times 0.31) = 14846.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 29749.40) / (1 + 4.46 \times 0.23) = 17713.72 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 29749.40) / (1 + 4.46 \times 0,44) = 11754.43 \text{ cm}^4$$

➤ Calcule de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[10066.81 \times (385^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 22102.08]} = 0.62 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[10066.81 \times (385^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 14846.35]} = 0.31 \text{ cm}$$

$$f_i^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[8428.92 \times (385^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 17713.72]} = 0.21 \text{ cm}$$

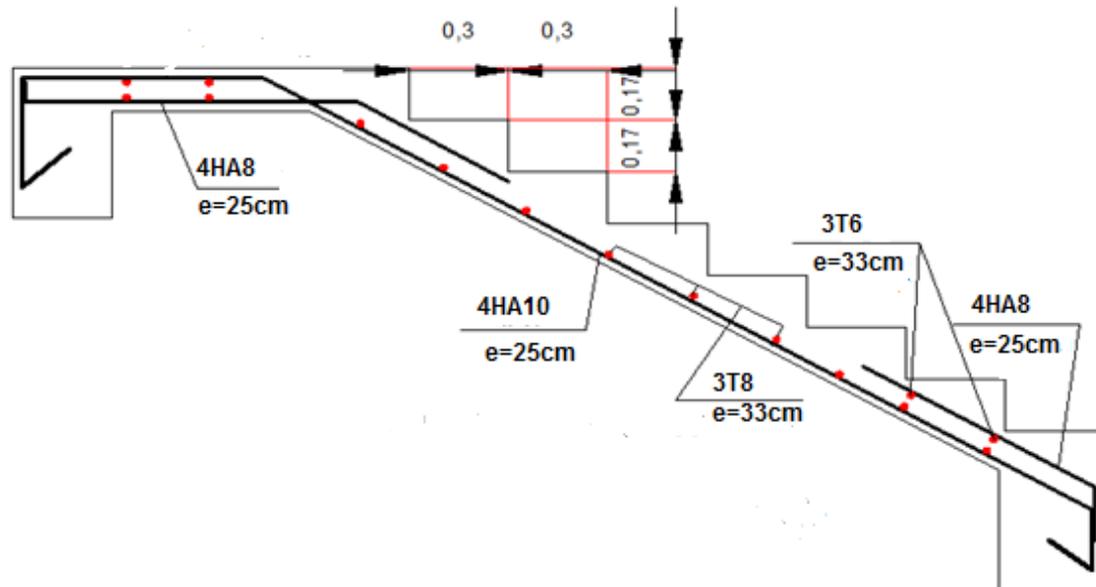
$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[14004.03 \times (385^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 11754.43]} = 0.60 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.7 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

IV-2-9. Présentation du ferrailage des escaliers:

Escalier(a)



Escalier(b)

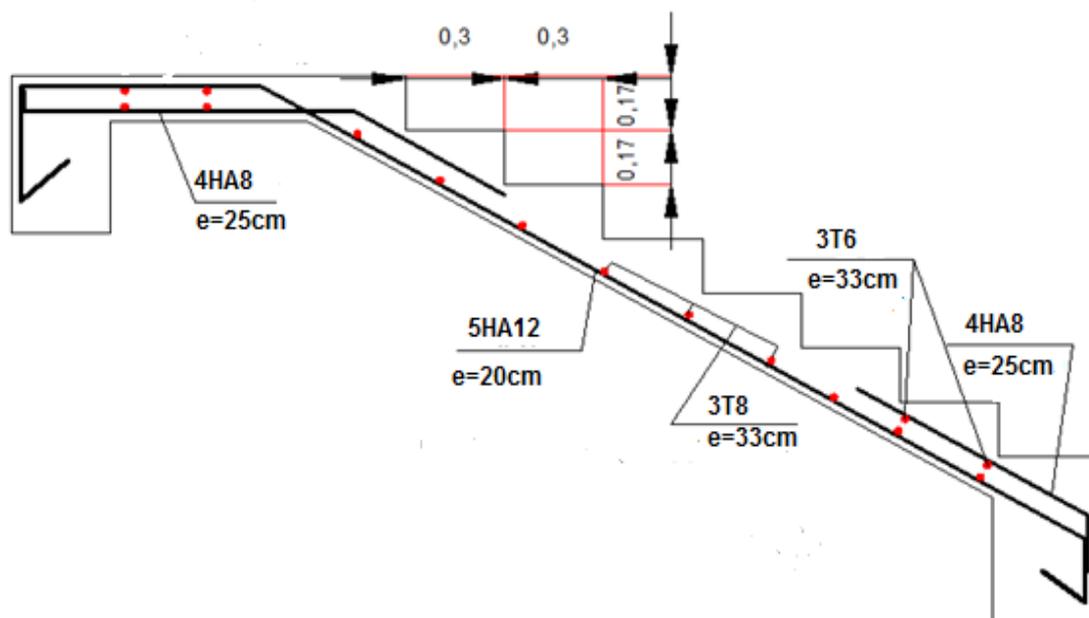


Figure. IV-2-6 : Ferrailage des escaliers



Poids de palier :  $p_1 = 4.79 \text{ KN/m}^2$

Poids de la paillasse :  $p_2 = 7.36 \text{ KN/m}^2$

$$p_{eq} = \frac{7.36 \times 2.40 + 4.79 \times 1.45}{3.85} = 6.39 \text{ KN/ml}$$

$$p = p_{eq} \times \frac{L}{2} = 6.39 \times \frac{3.6}{2} = 11.50 \text{ KN/ml}$$

$$p_m = G_{mur} \times \left(\frac{h}{2} - h_{ps}\right) = 2.76 \times 0.8 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.40\right) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Les charges permanentes :  $G = g + p + p_m = 16.63 \text{ KN/ml}$

La surcharge :  $q = 2.5 \times \frac{3.6}{2} = 4.5 \text{ KN/ml}$

**4. Détermination des sollicitations :**

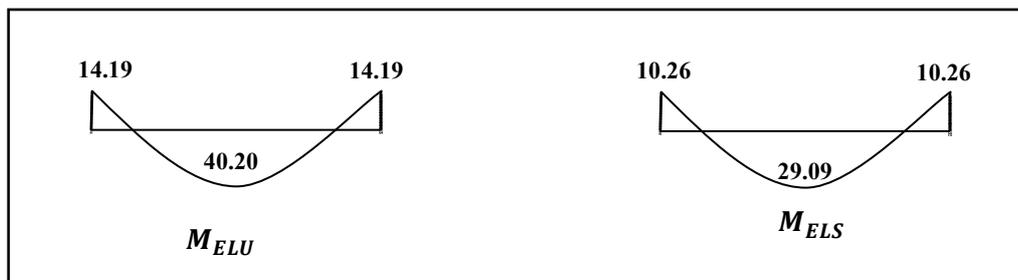
ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS :  $P_s = G + Q$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.30 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>a</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)	Tu (KN)
<b>ELU</b>	29.20	47.30	14.19	40.20	52.56
<b>ELS</b>	21.13	34.23	10.26	29.09	38.03

**Tableau IV-2-13.les sollicitations de la poutre palière**



**Figure. IV-2-8: Diagramme des moments de la poutre palière**

**5. Calcul de ferrillage :**

➤ **Calcul de la poutre a la flexion :**

**Les armatures longitudinales :**

$c = 3 \text{ cm}$

$d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

- **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	$M_u (KN.m)$	$\mu$	$\alpha$	<b>B</b>	$A_{cal}$
Travée	40.20	0.092	0.120	0.952	3.79
Appui	14.19	0.032	0.040	0.984	1.33

**Tableau IV-2-14. Sections des armatures de la poutre palière**

- **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} f_{c28} = 25 MPa$$

Elément	$M_U$	$M_s$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	40.20	29.09	1.38	0.120	0.44	CV
Appui	14.19	10.26	1.38	0.040	0.44	CV

**Tableau IV-2-15. Vérification la contrainte de la poutre palière**

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale : RPA99 /V2003**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 35$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A'_{min}$	$A_{min}^{RPA}$	$A_{max}$
Travée	3.79	1.16	1.05	5.25	5.25
Appui	1.33	1.16	1.05	5.25	5.25

**Tableau IV-2-16. Armatures Longitudinales de la poutre palière**

**Chois des armatures :**

En travée : **A=5.25 cm<sup>2</sup>** soit : **4HA14= 6.16cm<sup>2</sup>**

En appui : **A=5.25 cm<sup>2</sup>** soit : **4HA14= 6.16cm<sup>2</sup>**

**☒ Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{52560}{300 \times 320} = 0.54 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad C.V$$

**☒ Armatures Transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :  $A_t = 0,003 S b$

dans la zone nodale

$$. S = \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left( \frac{35}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 30 = 0,7875 \text{cm}^2 ,$$

Dans la zone courante

$$. S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{cm} ,$$

$$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{cm}^2 ,$$

Donc  $A_t = 1.575 \text{cm}^2$

**☒ Vérification de La Flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{3.60} = 0.097 \rightarrow \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16}{30 \times 32} = 0.0064 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

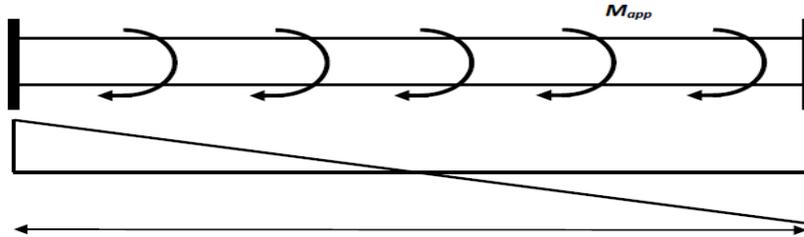
Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

➤ Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{tor} = Ma \text{ (Escalier)} = 6950 \text{ N.m}$$



☒ Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 6950 \text{ N.m}$ )

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{6950}{2 \times 750 \times 5} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (0.92)^2 \times (0.54)^2 = 1.138$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.33)^2 = 11.08$$

$$1.138 \leq 11.08 \dots \dots \dots CV$$

☒ Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_e = \frac{110 \times 6950}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 1.46 \text{ cm}^2$$

☒ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{6950}{2 \times 750 \times 348} = 0.013 \text{ cm}^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espacement d'armature.

☒ Les armatures totales :

- Armatures longitudinales :

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor} / 2$$

En travée:

$$A_l^{tot} = 6.16 + (1.46/2) = 6.89 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_l^{tot} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

En appui :

$$A_l^{tot} = 6.16 + (1.46/2) = 6.89 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_l^{tot} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1.575 + 0.013 = 1.588 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t^{tot} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

☒ Dessin De Ferrailage de La Poutre Palière :

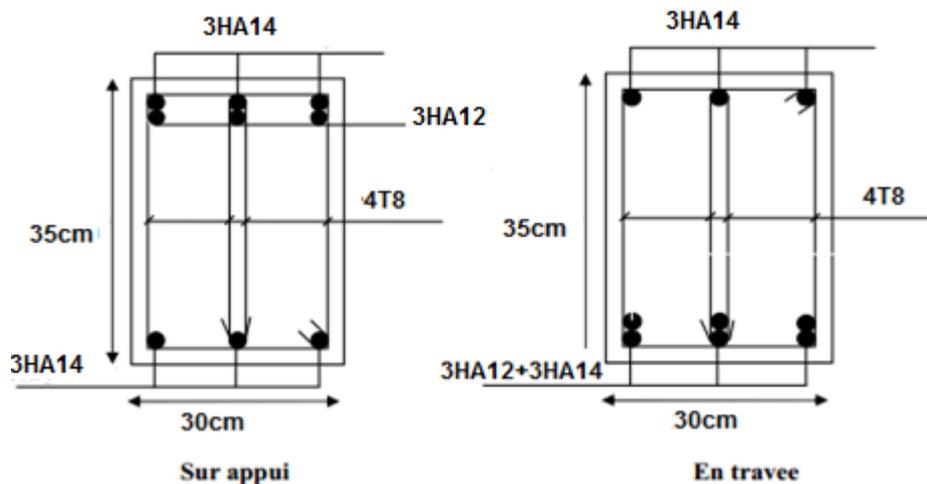


Figure. IV-2-9 : ferrailage de la poutre palière

**IV-3. L'acrotère:****IV-3-1. Introduction :**

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse  
Inaccessible en flexion composée sous l'effet

- N(charge verticale) appliqué au centre de gravité due à son poids propre 'G'
- Q(surcharge ) appliqué à l'extrémité supérieure .
- un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante

**IV-3-2. Evaluation des charges :****- Surface:**

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

**-Les Charges permanentes :**

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le poids propre } G = G1 + G2 = 1.7125 + 0.12 = 1.8325 \text{ KN/ml}$$

**-Les Surcharge d'exploitation : D'après D.T.R.B.C.2.2.**

"Q" Force horizontal sollicité l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique II  $\Rightarrow A = 0.15$

Cp: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99:  $\Rightarrow C_p = 0.8$

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$W_p = G = 183.25 \text{ dan/ml.}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.25 = 87.96 \text{ Kg} < 100 \text{ Kg/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec  $F = Q = 100 \text{ Kg/ml} = 1 \text{ KN/ml}$

**IV-3-3. Les sollicitations :**

Section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$N = G = 183.25 \text{ daN}$$

$$T = Q = 100 \text{ daN}$$

**IV-3-4. Combinaisons d'action :**

- **E.L.U:(1.35G + 1.5Q)**

$N_u = 1 \times N = 1 \times 183.25 = 183.25 \text{ dan/ml}$  ; On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ daN.m}$$

$$T_U = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

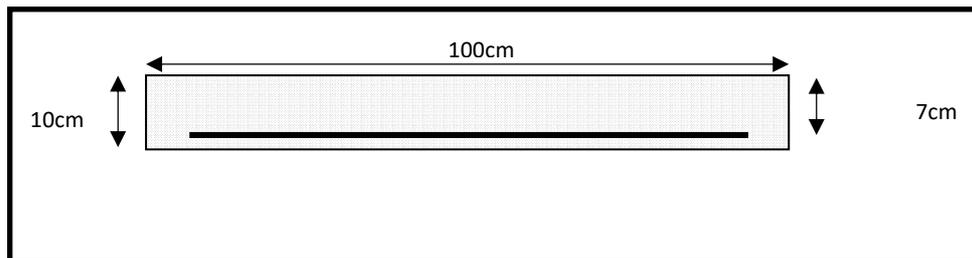
- **E.L.S :(G + Q)**

$$N_{ser} = N = 183.25 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ daN.m}$$

**IV-3-5. Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur  $b=100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h=10 \text{ cm}$ .



**Figure IV-3-1.: Section à ferrailer de l'acrotère.**

- **Diamètre des barres :** BAEL (art A.7.2.1)

$$\text{Les diamètres employés sont : } \Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \Phi_l = 8 \text{ mm} \text{ et on prend : } \Phi_t = 6 \text{ mm} < \Phi_l$$

➤ **Protection des armatures :**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit  $c=3cm$  à partir de l'axe de l'armature

➤ **Armatures longitudinales**

• **E.L.U :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183.25} = 0.49m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$$

$$0.49 > 0.05$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence sera calculé en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183.25 \left[ \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 93,665 \text{ daN} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,0135 < \mu l = 0,392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_f'=0$ ).

$$\mu = 0,0135 \Rightarrow \alpha = 0,0176, \beta = 0.993$$

$$A'' = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.38cm^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

$$A = A'' - \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A = 0,38 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.327cm^2$$

• **E.L.S :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183.25} = 0,327m$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183.25 \left[ \left( \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 63.665 \text{ dan} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{63.665}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{637.6}{201.63 \times 0.95 \times 7} = 0.47 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1832.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

• **Condition e non fragilité :**

- **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}).$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale des armatures longitudinales : B.A.E. L91 (B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u ; A_{ser} ; A_L ; A_{min}) = \max(0,327 ; 0,38 ; 2,5 ; 0,84) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : **A<sub>l</sub> = 5 φ8 = 2,51 cm<sup>2</sup>.**

### ➤ Armatures De Répartition :

$$A^r = A^{\ell} / 4 = 2.51 / 4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \text{ } \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

### IV-3-6. L'espacement des armatures :

$$A_{\ell} = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \phi 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

### IV-3-7. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1) p51

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### IV-3-8. Présentation du ferrailage :

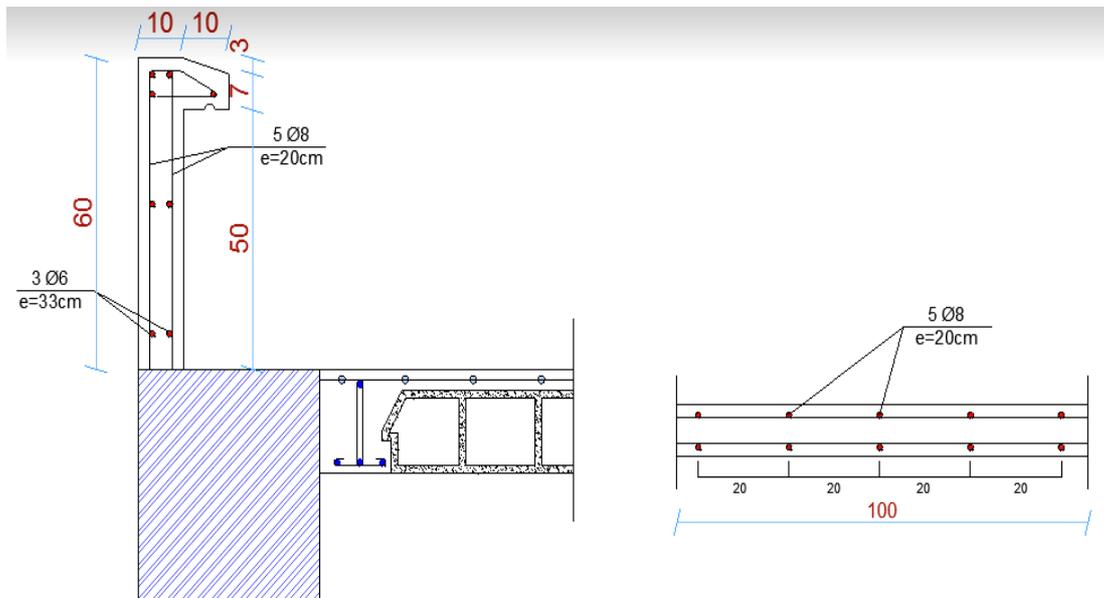


Figure IV-3-2.: Ferrailage de l'acrotère.

**IV-4. Balcon :**

**IV-4-1. Introduction :**

Nous supposons pour le balcon de la dalle pleine en béton armé encastree dans la poutre de rive.

**IV-4-2. Méthode de calcul :**

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère. 7

**IV-4-3. Combinaison des charges:**

➤ **terrasse :**

$$g = G \times 1m = 7.03 \times 1 = 7.03 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

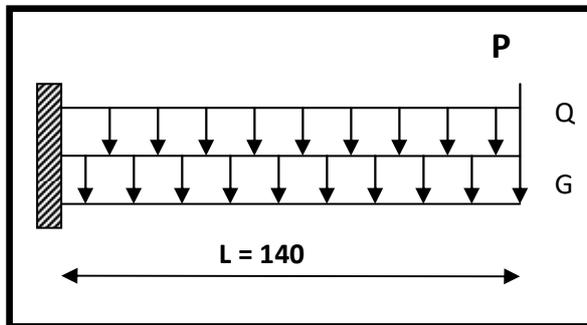
$$P = \gamma \times h \times e = 25 \times \left( (0.6 \times 0.1) + \left( \frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) \times 1m = 1.71 \text{ kN} \text{ (Poids de l'acrotère)}$$

➤ **Étage courant :**

$$g = G \times 1m = 5.80 \times 1 = 5.80 \text{ kN/m}\ell$$

$$q = Q \times 1m = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN/m}\ell$$

La charge des murs (force concentrée)  $P = 2.76 \times 1 = 2.76 \text{ KN}$



**Figure IV-4-1 : Schéma statique de balcon**

**IV-4-4. Calcul des sollicitations :**

$$M_g = \frac{g}{2} l^2; \quad M_q = \frac{q}{2} l^2; \quad M_p = pl$$

$$T_g = gl; \quad T_q = ql; \quad T_p = p$$

	$M_g$ (N.m)	$M_q$ (N.m)	$M_p$ (N.m)	$T_g$ (N)	$T_q$ (N)	$T_p$ (N)
<b>Terrasse</b>	6889.4	980	2394	9842	1400	1710
<b>Etage courant</b>	5684	3430	3864	8120	4900	2760

**Tableau IV-4-1: les sollicitations de balcon**

**IV-4-5. Les Combinaisons D'action :**

☒ **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

☒ **E.L.S :**

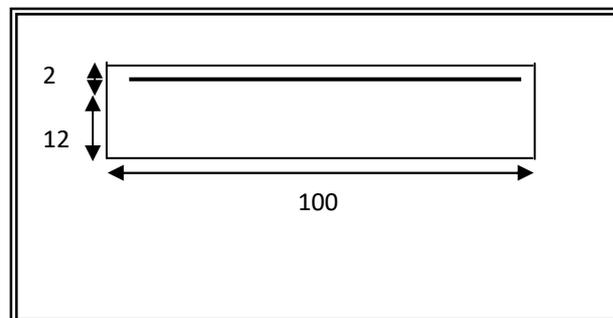
$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		<b>Terrasse</b>	<b>Étage courant</b>
<b>ELU</b>	$M_u$ (N.m)	14002.59	18034.8
	$T_g$ (N)	17695.2	22038
<b>ELS</b>	$M_{ser}$ (N.m)	10753.4	14693

**Tableau IV-4-2: les combinaisons des charges de balcon**

**IV-4-6. Calcul Du Ferrailage :**

✚ **Armatures Longitudinales :**



**Figure IV-4-2. Section à ferrailer de balcon**

➤ Terrasse:

☒ E.L.U :

$$M_u = 14002.59 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14002.59}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.068$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,068 \Rightarrow \alpha = 0,088 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{14002.59}{348 \times 0.964 \times 12} = 3.48 \text{ cm}^2$$

☒ E.L.S :

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
14002.59	10753.4	1.30	0,088	0.46	C.V

**Tableau. IV-4-3. Vérification la contrainte(B.terrasse)**

☒ Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 14 = 1.40 \text{ cm}^2$$

☒ Tableau récapitulatif :  $A = \max ( A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} )$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
3.48	1,45	1,40	3.48	5T10 = 3.93

**Tableau IV-4-4. Armatures de Longitudinales (B.terrasse)**

➤ **Étage courant :**

☒ **E.L.U :**

$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )
18034.8	0.088	0,392	0.11	0,956	4.51

**Tableau4-5. Section d'armature (B.etage)**

☒ **E.L.S :**

$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
18034.8	22038	0.81	0.11	0.155	C.V

**Tableau IV-4-6. Vérification de la contrainte(B.etage)**

☒ **Tableau récapitulatif :**  $A = \max ( A_u ; A_{min} ; A'_{min} )$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
4.51	1,45	1,40	4.51	4T12 = 4.52

**Tableau IV-4-7. Armatures Longitudinales (B.etage)**

**IV-4-7. Vérification De L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{22038}{1000 \times 120} = 1.83 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$ .

$$\tau_u = 1.83 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

**IV-4-8. Les Armatures De Répartition :**

☒ **Terrasse:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

☒ **Étage courant :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3 \emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

**IV-4-9. Espacement Entre Les Armatures :**

☒ **Armatures longitudinales :**

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Terrasse :  $S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Etage:  $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

☒ Armatures transversales:

$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- Terrasse :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Etage :  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

IV-4-10. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

1)  $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{140} = 0.1 = 0.1 \dots \dots \text{C.V}$

2)  $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

A/ Terrasse :  $\frac{3.93}{100 \times 12} = 0.0032 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{C.V}$

B/ Étage courant :  $\frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < 0.0105 \dots \dots \text{C.}$

3)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{140} = 0.1 \geq 0.0625 \dots \dots \text{C.V}$

IV-4-11. Présentation du ferrailage :

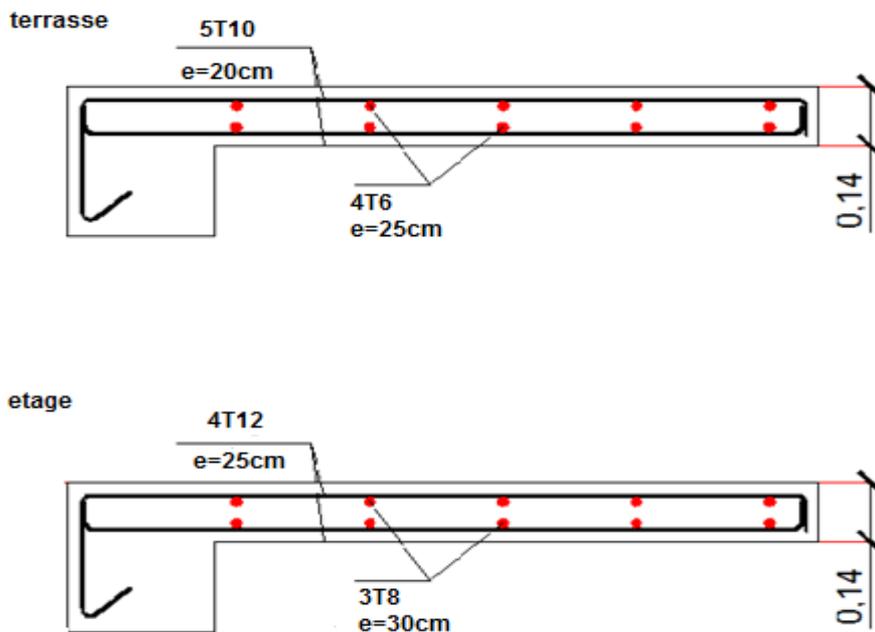


Figure. IV-4-3. Ferrailage du balcon terrasse et balcon étage

## IV-5. Les planchers :

### IV-5-1. Introduction :

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{courps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles :

- Poutre repose sur 6 appuis
- Poutre repose sur 5 appuis

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

### IV-5-2. Evaluation des charges :

Plancher étage terrasse (inaccessible)

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage courant

Charge permanente et surcharge :

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

### IV-5-3. Combinaison des charges :

$$E.L.U : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$E.L.S : P_{ser} = g + q$$

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Etage courante	5.1	1.5	5.94	4.29
Etage terrasse	6.33	1	6.53	4.76

**Tableau. IV-5-1. Combinaison des charges des planchers**

### IV-5-4. La méthode de calcul de poutrelles :

➤ La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

➤ **Condition d'application :**

✓ Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$

- Plancher étage courant :

$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.1 = 10.20 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$

- Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$

✓ Le rapport :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

✓ **Type 1** :  $0.8 \leq \frac{4.50}{4.45} = 1 ; \frac{4.45}{3.60} = 1 ; \frac{3.60}{4.10} = 1 ; \frac{4.10}{4.75} = 1 \leq 1.25 \rightarrow C.V$

✓ **Type 2** :  $0.8 \leq \frac{4.50}{4.45} = 1 ; \frac{4.45}{3.60} = 1 ; \frac{3.60}{4.10} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$

✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée  $\rightarrow C.V$

✓ Fissuration peu nuisible  $\rightarrow C.V$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

**IV-5-5. Calcul des sollicitations :**

**IV-5-5-1. Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

**IV-5-5-2. Les moments en appui :**

- $0.2M_0$  pour appui de rive
- $0.5M_0$  pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus de deux travées
- $0.4M_0$  pour les appuis intermédiaires (plus de trois travées)

**IV-5-5-3. Les moments en travée :**

$$M_T = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$M_o$ : Moment Isostatique d'une travée.

$M_t$  : Moment d'une travée.

$M_d$  : Moment droit.

$M_g$  : Moment gauche.

✓ **Calcul  $\alpha$  rapport des charges :**

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.1} = 0.22$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.33} = 0.14$$

**IV-5-5-4. Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{p \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$T_g = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

☒ **plancher terrasse :**

✓ **A L'E.L.U :**  $P_u = 6.53 \text{ KN/ml}$ .

Type	Travée	L (m)	$P_u$ (kn/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_w$ (kn.m)	$M_e$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$T_w$ (kn)	$T_e$ (kn)
1	A-B	4.50	6.53	16.53	3.306	8.265	11.571	17.26	-12.12
	B-C	4.45	6.53	16.16	8.08	6.464	9.696	17.79	-11.26
	C-D	3.60	6.53	10.57	4.228	4.228	6.871	14.10	-9.40
	D-E	4.10	6.53	13.72	5.488	6.86	8.232	16.40	-10.37
	E-F	4.75	6.53	18.41	9.205	3.682	12.889	18.22	-12.80
2	A-B	4.50	6.53	16.53	3.306	8.265	11.571	17.26	-12.12
	B-C	4.45	6.53	16.16	8.08	6.464	9.696	17.79	-11.26
	C-D	3.60	6.53	10.57	4.228	5.285	6.342	14.39	-9.11
	D-E	4.10	6.53	13.72	6.86	2.744	9.604	15.73	-11.04

**Tableau. IV-5-2: les sollicitations de plancher terrasse L'ELU**

✓ A L'E.L.S :  $P_{ser} = 4.76 \text{ KN/ml}$

Type	Traveé	L (m)	Pu (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
1	A-B	4.50	4.76	12.05	2.41	6.025	8.435	12.58	-8.84
	B-C	4.45	4.76	11.78	5.89	4.712	7.068	12.97	-8.20
	C-D	3.60	4.76	7.711	3.084	3.084	5.012	10.28	-6.85
	D-E	4.10	4.76	10.00	4.00	5.00	6	11.95	-7.56
	E-F	4.75	4.76	13.42	6.71	2.684	9.394	13.28	-9.33
2	A-B	4.50	4.76	12.05	2.41	6.025	8.435	12.58	8.84
	B-C	4.45	4.76	11.78	5.89	4.712	7.068	12.97	-8.20
	C-D	3.60	4.76	7.711	3.084	3.855	4.62	10.50	-6.64
	D-E	4.10	4.76	10.001	5.00	2.00	7	11.47	-8.05

**Tableau. IV-5-3: les sollicitations de plancher terrasse L'ELS**

☒ plancher étage courant :

✓ A L'E.L.U :  $P_u = 5.94 \text{ KN/ml}$ .

Type	Traveé	L (m)	Pu (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
1	A-B	4.50	5.94	15.03	3.006	7.515	10.67	15.70	-11.027
	B-C	4.45	5.94	14.70	7.35	5.88	9.05	16.19	-10.24
	C-D	3.60	5.94	9.62	3.84	3.84	6.41	12.82	-8.556
	D-E	4.10	5.94	12.48	4.99	6.24	7.69	14.91	-9.44
	E-F	4.75	5.94	16.75	8.37	3.35	11.99	16.57	-11.64
2	A-B	4.50	5.94	15.03	3.006	7.515	10.67	15.70	-11.027
	B-C	4.45	5.94	14.70	7.35	5.88	9.05	16.19	-10.24
	C-D	3.60	5.94	9.62	3.84	4.81	5.93	13.09	-8.28
	D-E	4.10	5.94	12.48	6.24	2.50	8.93	14.30	-10.04

**Tableau. IV-5-4: les sollicitations de plancher étage L'ELU**

✓ A L'E.L.S :  $P_{ser} = 4.29 \text{ KN/ml}$

Type	Traveé	L (m)	Pu (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
1	A-B	4.50	4.29	10.86	2.172	5.43	7.77	11.34	-7.96
	B-C	4.45	4.29	10.61	5.305	4.244	6.53	11.69	-7.40
	C-D	3.60	4.29	6.95	2.78	2.78	4.63	9.27	-6.18
	D-E	4.10	4.29	9.01	3.604	4.505	5.55	10.77	-6.82
	E-F	4.75	4.29	12.09	6.045	2.418	8.66	11.97	-8.40
2	A-B	4.50	4.29	10.86	2.172	5.43	7.77	11.34	-7.96
	B-C	4.45	4.29	10.61	5.305	4.244	6.53	11.69	-7.40
	C-D	3.60	4.29	6.95	2.78	3.475	4.28	9.46	-5.98
	D-E	4.10	4.29	9.01	4.505	1.802	6.45	10.33	-7.26

**Tableau. IV-5-5: les sollicitations de plancher étage L'ELS**

### IV-5-6. Calcul du ferrillage :

#### IV-5-6-1. Le moment max dans les types :

$$E. L. U : \begin{cases} M_t = 12.889 \text{ KN.m} \\ M_a = 9.205 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E. L. S : \begin{cases} M_t = 9.394 \text{ KN.m} \\ M_a = 6.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### IV-5-6-2. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

##### • L'enrobage :

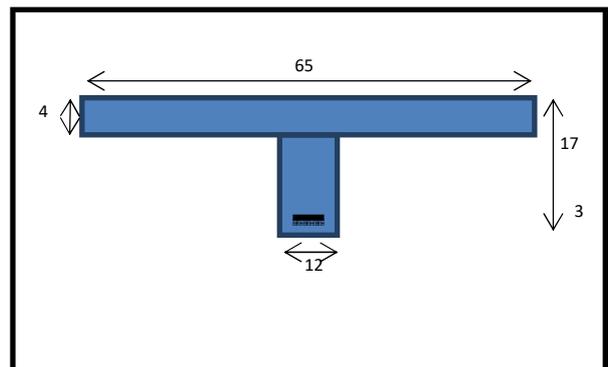
$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

\*  $c_0 \geq 1 \text{ cm}$  (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $C=3\text{m}$



$$\begin{cases} b = 65\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ d = 17\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 17\text{cm} \\ c = 3\text{cm} \end{cases}$$

**IV-5-6-3. Des armatures longitudinales :**

• **E.L.U**

✓ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 12.889\text{KN.m}$$

Le moment fléchissant ( $M_{\text{table}}$ ).

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left( 17 - \frac{4}{2} \right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 12889 \text{ N.m} < 55380 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$ .

✓ **En appuis :**

$$M_{\text{appui}}^{\max} = -9.205 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

**E.L.S**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

❖ **Tableau Récapitulatif Des Résultats :**

Elements	M (kn,m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
sur appuis	9.205	0,035	0,392	0,0445	0,98	1.57
sur travée	12.889	0.048	0,392	0.061	0.98	2.22

• **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 Mpa$$

**En travée :**  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A_{min} \geq 0.23 \times 12 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

**En travée :**  $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A'_{min} \geq 0,001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min} )$$

Élément	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.22	1,33	1,3	2.22	<b>2T12 = 2.26</b>
Appui	1.57	0,24	0,24	1.57	<b>2T10 = 1.57</b>

**Tableau. IV-5-6: Armatures longitudinales des planchers**

**IV-5-7. Vérifications Les contraintes :**

La fissuration est peu préjudiciable alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton  $\sigma_b$  et la contrainte max due à l'acier  $\sigma_s$

Calcul  $Y_1$  par résolution de l'équation :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2 D . d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{AB_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

✓ **travée :**

En travée  $M_{t\max} = 12.889 \text{ KN.m}$

Après les calculs en troue :

$$D = 15 \frac{2.26}{65} = 0.521$$

$$E = 2 \times 0.521 \times 17 = 17.73$$

$$Y_1 = -0.521 + \sqrt{0.521^2 + 17.73} = 3.722$$

$$\alpha_1 = \frac{3.722}{17} = 0.218$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.218}{3} = 0.927$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - 0.218)}{0.218} = 53.8$$

$$\sigma_s = \frac{12889}{2.26 \times 0.927 \times 17} = 361.89 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 12889}{0.218 \times 0.927 \times 17^2 \times 65} = 6.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 361.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_b = 6.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

✓ **appuis :**

Sur appuis :  $M_{a\max} = 9.205 \text{ KN.m}$

Après les calculs en troue :

$$D = 15 \frac{1.57}{12} = 1.96$$

$$E = 2 \times 1.96 \times 17 = 66.725$$

$$Y_1 = -1.96 + \sqrt{1.96^2 + 66.725} = 6.44$$

$$\alpha_1 = \frac{6.44}{17} = 0.37$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.37}{3} = 0.88$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - 0.37)}{0.37} = 25.54$$

$$\sigma_s = \frac{9205}{1.57 \times 0.88 \times 17} = 391.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 9205}{0.37 \times 0.88 \times 17^2 \times 12} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 391.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_b = 15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

**IV-5-8. Vérifications la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18220}{120 \times 170} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.89 \Rightarrow$  Condition et vérifier.

**IV-5-9. Diamètre minimale  $\Phi$  : .....BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{120}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 12)$$

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

Donc en adopte des cadres  $\phi 6$  d'où :

$$A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

**IV-5-10. Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.90 \text{ cm}.$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})}$$

Avec  $K = 1$  (en flexion simple)

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 12 \times (0.89 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 33.60 \text{ cm}$$

Soit  $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3$

On prend :  $St = 15 \text{ cm}$ .

**IV-5-11. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91**

**(A.5.1 ,313)**

a-Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum  $a = 0,9d = 0,9 \times 17 = 15.3cm$

$$V_u = 18220 N \leq \frac{0.8 \times 12 \times 15.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 122400 N \dots \dots \dots CV$$

b-Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures

doit être telle que l'on ait :  $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A = 2.26 cm^2. A = 226 mm^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{13280}{400} = 38.18 mm^2$$

$$A = 266 mm^2 \geq 38.18 mm^2 \dots \dots C.V$$

**IV-5-12. La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE235  $f_e = 235MPa$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 235 = 0.106 cm^2$$

On adapte  $5\emptyset 5 = 0.98cm^2$

**\*Espacement :**

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20cm$$

Soit :  $S_t = 20cm$

**\*Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A // = A \perp / 2 = 0.98 / 2 = 0,49$$

On adopte  $3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2$

**\*Espacement :**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**IV-5-13. Vérifications de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{12889}{15 \times 18410} = 0.046 \dots\dots\dots C.N.V \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.0020 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{475} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Comme les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

**• Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec :  $\eta$  coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

Et  $A_s =$  la section d'armature en travée ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ )

$$Y_G = \frac{65 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 2.26 \times 17}{65 \times 20 + 15 \times 2.26} = 10.17 \text{ cm}$$

Alors :  $Y_G' = h - Y_G = 20 - 10.17 = 9.83 \text{ cm}$

$$\delta = d - Y_G = 17 - 10.17 = 6.83 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 65 \times 20 \times \left[ \left( \frac{20}{2} \right) - 10.17 \right]^2 + 15 \times 2.26 \times (17 - 10.17)^2 = 44952.30 \text{cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b} = \frac{2.26}{17 \times 65} = 0.00204$$

Pour les déformations instantanées :  $b_0 = b$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.00204} = 10.29$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.00204} = 4.11$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

- g** : c'est l'ensemble de la charge permanente.
- J** : charge permanente sans revêtement.
- ρ** : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.33 = 4.11 \text{ KN/ml}$$

$$j = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.65 \times (g + q) = 0.65 \times (6.33 + 1) = 4.76 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4110 \times 4.75^2}{8} = 9852.76 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 1820 \times 4.75^2}{8} = 4363.02 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4760 \times 4.75^2}{8} = 11410.98 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00204 = 0.204$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur  $\beta_1$ :  $\rho_1 = 0.204 \Rightarrow \beta_1 = 0.887$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{9852.76}{2.26 \times 0.887 \times 17} = 289.11 \text{Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{4363.02}{2.26 \times 0.887 \times 17} = 128.02 \text{Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{11410.98}{2.26 \times 0.887 \times 17} = 334.84 \text{Mpa}$$

➤ **Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00204 \times 289.11 + 2.1} = 0.17$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00204 \times 128.02 + 2.1} = 0.16$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00204 \times 334.84 + 2.1} = 0.23$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 44952.30) / (1 + 4.11 \times 0.17) = 39723.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 44952.30) / (1 + 10.29 \times 0.17) = 17985.49 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 44952.30) / (1 + 10.29 \times 0.16) = 18684.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 44952.30) / (1 + 10.29 \times 0,23) = 14687.23 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[9852.76 \times (475^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 39723.27]} = 0.51 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[9852.76 \times (475^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 17985.49]} = 0.38 \text{ cm}$$

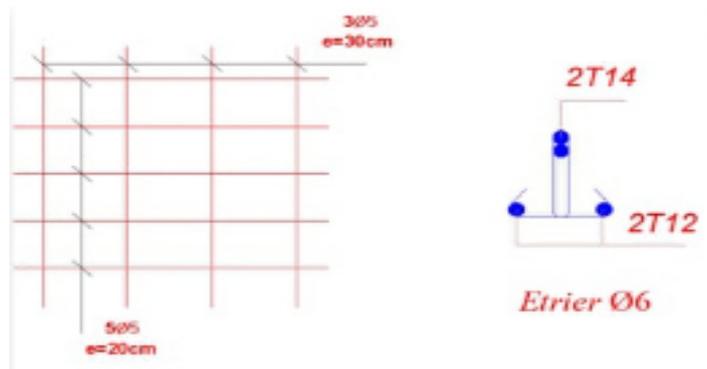
$$f_i^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[4363.02 \times (475^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 18684.82]} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[11410.98 \times (475^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 14687.23]} = 0.54 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.51 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

**IV-5-14. Présentation du ferrailage des planchers :**



**Figure. IV-4-4. Ferrailage du plancher**

# CHAPITRE V

## Etude dynamique

### V-1 Etude au vent :

#### V-1-1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil. Les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

Ces actions dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- La région.
- Le site.
- L'altitude.
- Les dimensions de l'ouvrage.

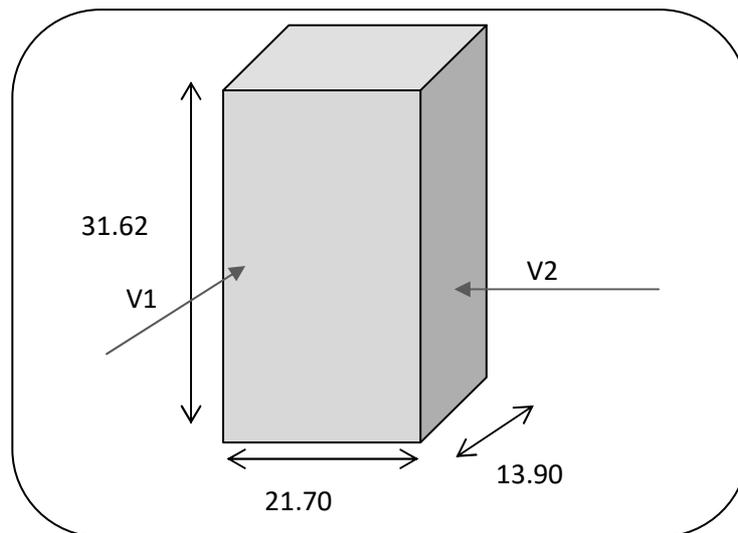


Figure V-1. Action du vent

#### V-1-2. Application du RNV2013 :

Cette vérification s'effectue en faisant les étapes suivantes :

##### ✚ Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

##### ➤ Sens V1 du vent :

Pour  $h = 31.62\text{m}$  et  $b = 21.70\text{m}$ .

On aura :  $C_d = 0.93$

##### ➤ Sens V2 du vent :

Pour  $h = 31.62\text{m}$  et  $b = 13.90\text{m}$ .

On aura :  $C_d = 0.95$

### 🚧 Données relatives au site :

Terrain de catégorie (IV). On utilise Tab (2.4 RNV2013) présente les valeurs suivantes:

$$K_T = 0.234.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{\min} = 10 \text{ m.}$$

### 🚧 Détermination de la pression dynamique $q_{\text{dyn}}$ :

la pression dynamique de point  $q_{\text{dyn}}(Z_j)$ , à la hauteur de référence  $z_j$  est donnée par la formule (2.1 RNV2013)

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e \quad (\text{N/m}^2)$$

$q_{\text{ref}}$  : Pression dynamique de référence, donnée par le tableau 2.2 en fonction de la zone du vent.  $q_{\text{ref}} = 500 \text{ N/m}^2$ . (Zone III)

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

$$C_e(Z_{\text{eq}}) = C_{t(Z_{\text{eq}})}^2 \times C_{r(Z_{\text{eq}})}^2 \times \left( \frac{7K_T}{C_{t(Z_{\text{eq}})} \times C_{r(Z_{\text{eq}})}} \right)$$

$C_{t(Z_{\text{eq}})}$  : Coefficient topographique,  $C_{t(Z_{\text{eq}})} = 1$ . (Site plat)

$C_{r(Z_{\text{eq}})}$  : Coefficient de rugosité, qui est défini par la loi logarithmique.

$$C_{r(Z_{\text{eq}})} = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m.}$$

$$C_{r(Z_{\text{eq}})} = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{\min}.$$

Zj (m)	K <sub>t</sub>	Z <sub>0</sub>	Z <sub>min</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	C <sub>e</sub>	Q <sub>ref</sub>	Q <sub>dyn</sub>
4.08	0.234	1	10	0.539	1	0.88	500	440
7.14	0.234	1	10	0.539	1	0.88	500	440
10.2	0.234	1	10	0.543	1	0.89	500	445
13.26	0.234	1	10	0.604	1	0.98	500	490
16.32	0.234	1	10	0.653	1	1.06	500	530
19.38	0.234	1	10	0.693	1	1.13	500	565
22.44	0.234	1	10	0.727	1	1.19	500	595
25.5	0.234	1	10	0.757	1	1.23	500	615
28.56	0.234	1	10	0.784	1	1.28	500	640
31.62	0.234	1	10	0.808	1	1.32	500	660

**Tableau V-1-1 : Pression dynamique de vent  $q_{\text{dyn}}$ .**

✚ Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire

Dépendent de la dimension de la surface chargée.  $C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$C_{pe} = C_{pe,1}$  si  $S \leq 1 \text{ m}^2$ .

$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$  si  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ .

$C_{pe} = C_{pe,10}$  si  $S \geq 10 \text{ m}^2$ .

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

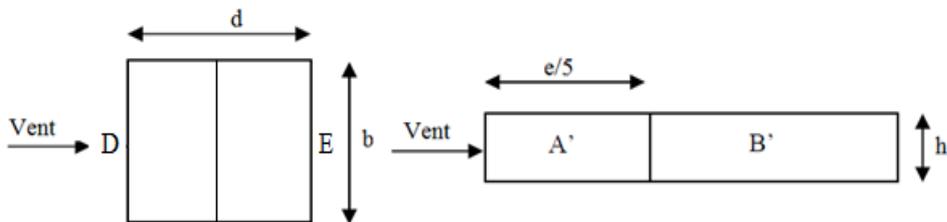
➤ **Parois verticales :**

- **Sens x-x :**

On a :  $b = 21.70 \text{ m}$  ;  $d = 13.90$  ;  $h = 31.62 \text{ m}$

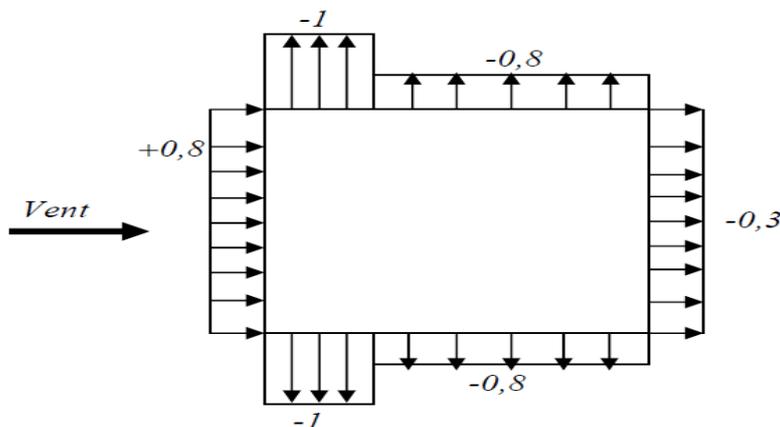
$e = \text{Min}(b ; 2h) \Rightarrow$  donc  $e = 21.70 \text{ m}$ .

Cas où  $d \leq e$  :



A	B	D	E
-1.00	-0.80	+0.80	-0.30

**Tableau V-1-2 :  $C_{pe}$  pour parois verticales sens x-x.**



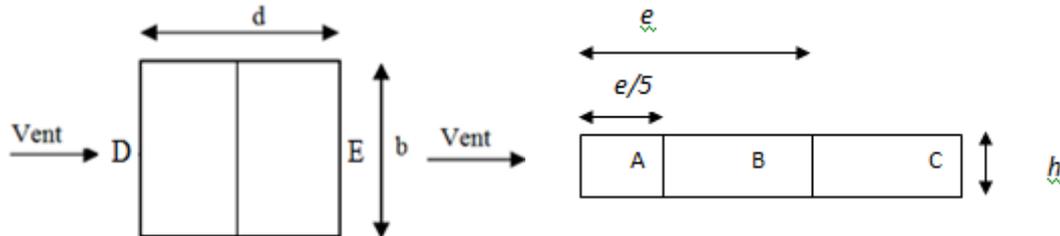
**Figure V.2 : Schéma de  $C_{pe}$  pour parois verticales sens x-x.**

• Sens y-y :

On à :  $b = 13.90 \text{ m}$  ;  $d=21.70$  ;  $h = 31.62 \text{ m}$

$e = \text{Min} (b ; 2h) \Rightarrow \text{donc } e = 13.90 \text{ m}$ .

Cas ou  $d > e$  :



A	B	C	D	E
-1.00	-0.80	-0.5	+0.80	-0.30

Tableau V-1-3 : Cpe pour parois verticales sens y-y.

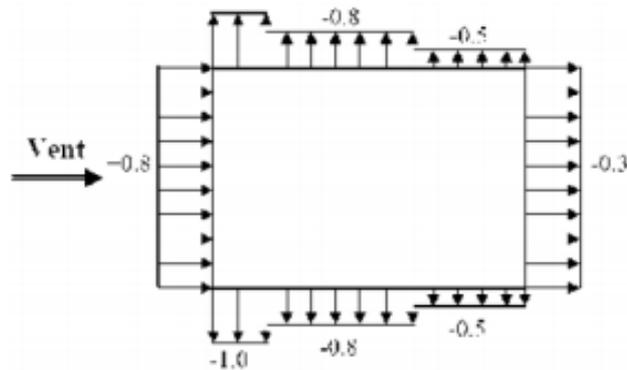


Figure V.3 : Schéma de  $C_{pe}$  pour parois verticales sens y-y.

➤ Toiture plate :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ .

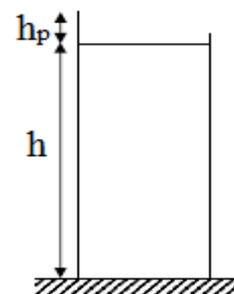
Il convient à la toiture comme l'indique la figure 5.2 du RNV2013.

On à :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.60}{31.62} \cong 0.019$$

Avec :

$$C_{pe} = C_{pe10}; S > 10\text{m}^2$$



F	G	H	I
-1.60	-1.1	-0.70	+0.2 et -0.2

Tableau V-1-4 :  $C_{pe}$  pour toiture plate.

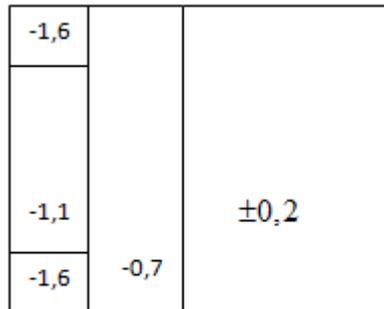


Figure IV.4 : Schéma de  $C_{pe}$  pour toiture plate.

✚ Détermination du coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées:  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$  (art 2.2 des RNV 2013).

✚ Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$  :

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :  $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Pour  $C_{pi}=0.8$

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_p$
A'	-1	0.8	-1.8
B'	-0.8	0.8	-1.6
C	-0.5	0.8	-1.3
D	0.8	0.8	0
E	-0.3	0.8	-1.1
F	-1.6	0.8	-2.4
G	-1.1	0.8	-1.9
H	-0.7	0.8	-1.5
I	-0.2	0.8	-1
I	0.2	0.8	-0.6

Pour  $C_{pi}=0.5$

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_p$
A'	-1	-0.5	-0.5
B'	-0.8	-0.5	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	0.8	-0.5	1.3
E	-0.3	-0.5	0.2
F	-1.6	-0.5	-1.1
G	-1.1	-0.5	-0.6
H	-0.7	-0.5	-0.2
I	-0.2	-0.5	0.3
I	0.2	-0.5	0.7

**Tableau V.5 : Coefficients de pression intérieure  $C_p$ .**

#### ✚ Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories VI, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, Les quelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la formule

**2.1 (RNV 2013) :** 
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

#### ✚ Détermination de la force résultante :

La force résultante **R** se décompose en deux forces; horizontale et verticale

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = q_j \times S_j$$

**$q_j$**  : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

**$S_j$**  : aire de l'élément de surface j.

**1) Détermination Les forces résultantes Rxx :**

Zj (m)	C <sub>p</sub>	C <sub>dx</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	S <sub>x</sub> (m <sup>2</sup> )	q <sub>jx</sub> (N/m <sup>2</sup> )	R <sub>x</sub> (N)
4.08	-2.4	0.93	440	88.53	-982.08	-86949.43
7.14	-2.4	0.93	440	66.40	-982.08	-65210.11
10.20	-2.4	0.93	445	66.40	-993.24	-65951.13
13.26	-2.4	0.93	490	66.40	-1093.68	-72620.35
16.32	-2.4	0.93	530	66.40	-1182.96	-78548.54
19.38	-2.4	0.93	565	66.40	-1261.08	-83735.71
22.44	-2.4	0.93	595	66.40	-1328.04	-88181.85
25.50	-2.4	0.93	615	66.40	-1372.68	-91145.95
28.56	-2.4	0.93	640	66.40	-1428.48	-94851.07
31.62	-2.4	0.93	660	66.40	-1473.12	-97815.16

**Tableau V.7 : La force résultante R<sub>x</sub>**

**2) Détermination Les forces résultantes Ryy :**

Zj (m)	C <sub>p</sub>	C <sub>dy</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	S <sub>y</sub> (m <sup>2</sup> )	q <sub>iy</sub> (N/m <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub> (N)
4.08	-2.4	0.95	440	56.71	-1003.2	-56891.47
7.14	-2.4	0.95	440	42.53	-1003.2	-42666.09
10.20	-2.4	0.95	445	42.53	-1014.6	-43150.93
13.26	-2.4	0.95	490	42.53	-1117.2	-47514.51
16.32	-2.4	0.95	530	42.53	-1208.4	-51393.25
19.38	-2.4	0.95	565	42.53	-1288.2	-54787.14
22.44	-2.4	0.95	595	42.53	-1356.6	-57696.19
25.50	-2.4	0.95	615	42.53	-1402.2	-59635.56
28.56	-2.4	0.95	640	42.53	-1459.2	-62059.77
31.62	-2.4	0.95	660	42.53	-1504.8	-63999.14

**Tableau V.8 : La force résultante R<sub>yy</sub>.**

**V.1.3. Conclusion :**

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques.

**V-2 Etude sismique :****V-2-1. Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, Les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées, Face à ce risque, Et à l'impossibilité de le prévoir, Il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, Afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, D'où l'apparition de la construction parasismique, Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

**V-2-2. Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente. Est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

**V-2-3. Méthode de calcul :**

Selon le Règles Parasismiques Algériennes 99 Version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**V.3. 1.Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme. Par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

**V.3. 2.Méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode. 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 réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**V.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

**V-2-4. Détermination le centre de gravité :****📌 Centre de gravité des masses :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de la masse de chaque élément de la structure (acrotère, plancher, poteaux, poutres, voiles...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité de masse et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

**📌 Centre de gravité de rigidité :**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après avec :

$$X_C = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{\sum I_{jy}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{\sum I_{jx}}$$

**📌 L'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité de la masse et le centre de Torsion. Donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_G - X_C|$$

$$e_y = |Y_G - Y_C|$$

Plancher	W <sub>étage</sub> (Kg)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>C</sub> (m)	Y <sub>C</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
1	148973,13	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
2	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
3	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
4	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
5	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
6	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
7	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
8	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
9	148973,14	10.01	6.20	10,38	6.67	0,37	0,46
10	189272,26	10.05	6.02	10,38	6.67	0,33	0,65

**Tableau V-2-1: Caractéristiques massique.**

➤ **L'excentricité accidentelle : RPA99V2003 (4.3.7)**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée. Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Sens X :  $e_{accx} = 0.05 \times 21.70 = 1.01 \text{ m} \rightarrow e_{maxx} = 0.37 \text{ m} < e_{accx} \dots \dots CV$

Sens-Y :  $e_{accy} = 0.05 \times 13.90 = 0.7 \text{ m} \rightarrow e_{maxy} = 0.65 \text{ m} < e_{accy} \dots \dots CV$

**V-2-5.Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale) :**

**V-2-5-1.Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural Analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

**Description de logiciel ROBOT :**

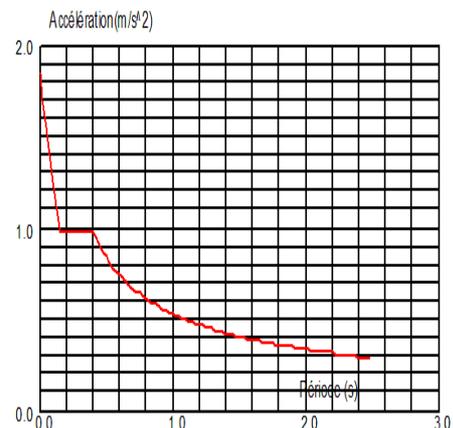
- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degrés de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

**but de l'analyse dynamique:**

- ✓ Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- ✓ Déterminer les modes et les périodes propres.
- ✓ **ROBOT** considère un modèle brochette encasté à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- ✓ La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ..... ( $\beta = 0,2$ ) **tab.4.5.RPA99-v2003.**

**V-2-5-2. Détermination des paramètres du spectre de réponse:**

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



- A : Coefficient d'accélération de zone donne par le RAP99V2003 (tableau 4.1).

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V-2-2 : coefficient d'accélération de zone A.

Pour notre structure on à le zone II-a groupe d'usage 2 → **A = 0.15.**

- Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte (portique et voile) en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

- Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\eta = \sqrt{[(7/2) + \xi]} \geq 0.7$$

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

$\xi$ : Est donner par le **tableau 4.2** de RPA99-vr2003 (p = 46)

Remplissage	Portique		Voile-murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V-2-3 : Valeurs de  $\xi$  (%)

$\xi = 7\%$  Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.88$

- Période T1 et T2 du site considéré:  $\begin{cases} T1 = 0.15 s \\ T2 = 0.50 s \end{cases}$

- Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	❖ 0	0,05
2. Redondance en plan	❖ 0	0,05
3. Régularité en plan	✓ 0	0,05
4. Régularité en élévation	❖ 0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	❖ 0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	❖ 0,10

**Tableau V-2-4 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub> .**

Alors à partir de tableau on trouve: **Q =1.15**

**V-2-5-3. Nombre de modes à considérer:**

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

V-2-5-4. Analyse de la structure :

✚ Modélisation de la structure initiale (sans voiles):

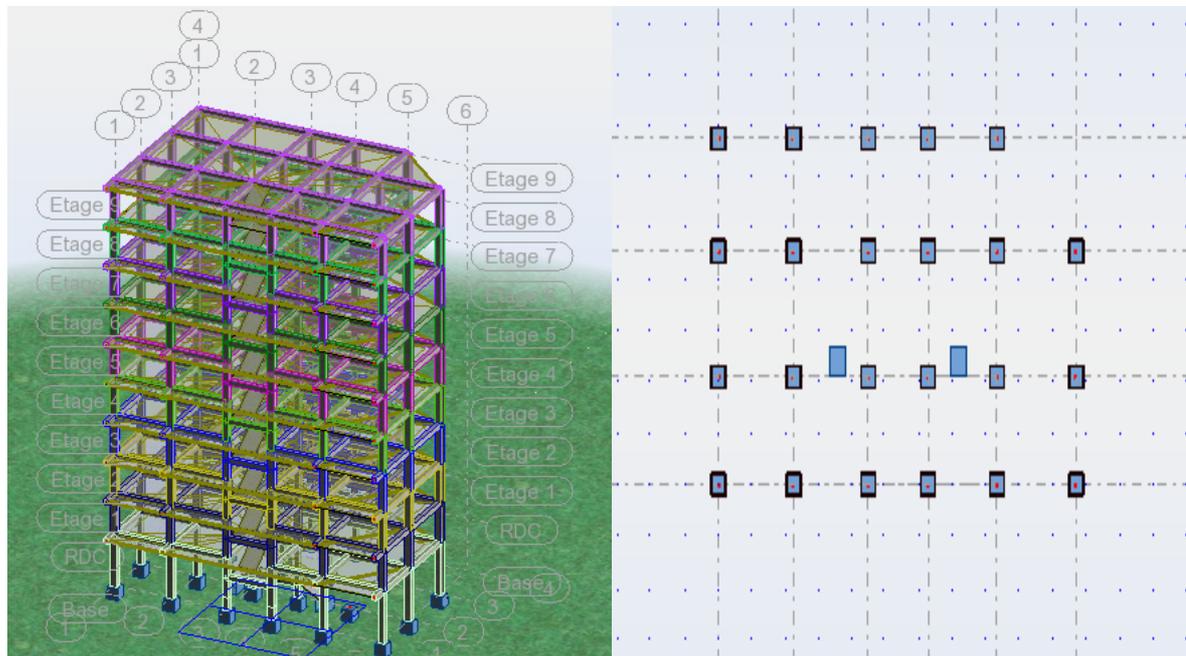


Figure V.1:vue 3D et vue en plan de la structure initiale (sans voiles)

✚ Périodes et factures de participation massique modale :

Mode	Période (s)	Masse cum Ux%	Masse Uy%	Masses modale Ux %	Masses modale Uy %
1	1,04	83,96	0,43	83,96	0,43
2	1,01	84,39	84,28	0,44	83,85
3	0,86	84,39	84,50	0,00	0,22
4	0,34	93,92	84,60	9,53	0,10
5	0,33	94,01	94,79	0,09	10,19
6	0,29	94,01	94,83	0,00	0,04
7	0,19	97,13	94,84	3,12	0,00
8	0,19	97,13	97,55	0,00	2,72
9	0,16	97,13	97,56	0,00	0,01
10	0,13	98,56	97,56	1,43	0,00

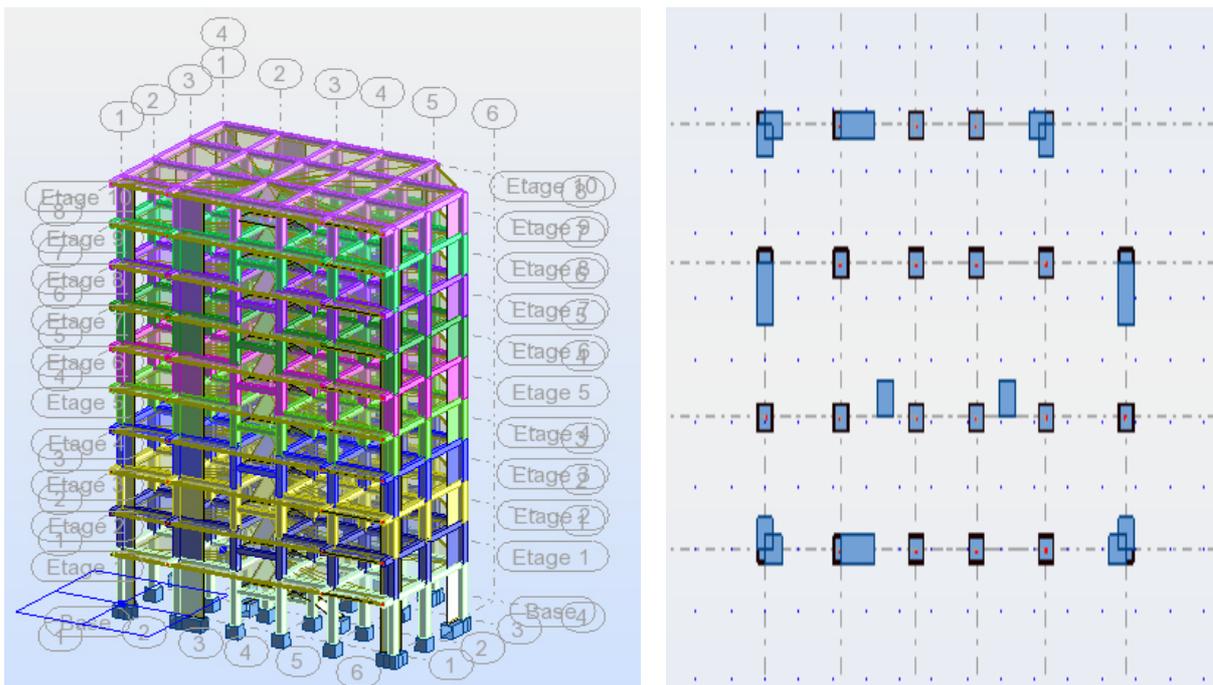
Tableau V-2-5 : Périodes et factures da participation (structure sans voiles)

## ✚ Interprétation des résultats :

- ❖ Il faut 8 modes pour que la structure attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ❖ le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 83.96% de participation de masse modale.
- ❖ le 2<sup>eme</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 84.28%de participation de masse modale.
- ❖ le 3<sup>eme</sup> mode est mode torsion pure.
- ❖ La période dynamique dépasse 30% de la période empirique:  $T_{dyn} < 1,3 T_e$

❖ **Donc on doit disposer des voiles a notre structure**

## ✚ Modélisation de la nouvelle structure (avec voiles):



*Figure V.2:vue 3D et vue en plan de la structure (avec voiles)*

✚ Périodes et factures de participation massique modale :

Mode	Période (s)	Masse cum Ux%	Masse Uy%	Masses modale Ux %	Masses modale Uy %
1	0,73	78,77	0,36	78,77	0,36
2	0,71	79,18	78,91	0,41	78,55
3	0,52	79,37	79,42	0,19	0,51
4	0,22	90,65	79,44	11,28	0,03
5	0,22	90,68	90,86	0,03	11,42
6	0,15	90,71	90,90	0,03	0,04
7	0,11	95,20	90,90	4,49	0,00
8	0,11	95,20	95,35	0,00	4,45
9	0,08	95,21	95,36	0,01	0,01
10	0,07	95,22	95,36	0,00	0,00

**Tableau V-2-6 : Périodes et factures da participation (structure avec voiles)**

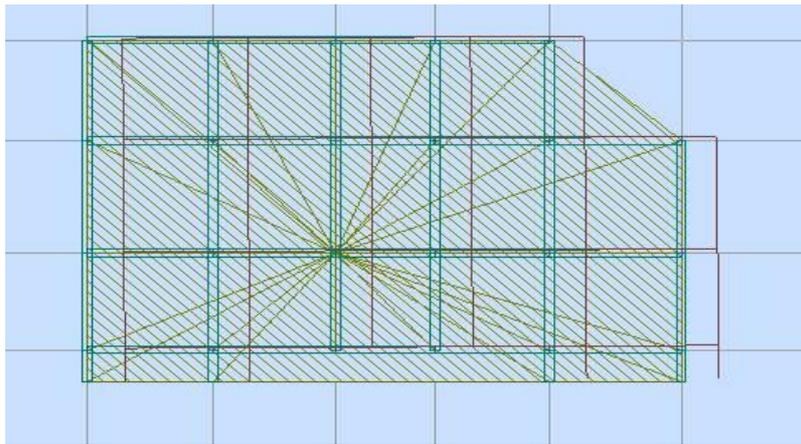
✚ Interprétation des résultats :

- ❖ Il faut 8 modes pour que la structure attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ❖ le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 78.77% de participation de masse modale.
- ❖ le 2<sup>eme</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 78.55%de participation de masse modale.
- ❖ le 3<sup>eme</sup> mode est mode torsion pure.
- ❖ La période fondamentale Tx=0.73s
- ❖ La période fondamentale Ty=0.71s

✚ Les schémas des trois premiers modes de vibration :

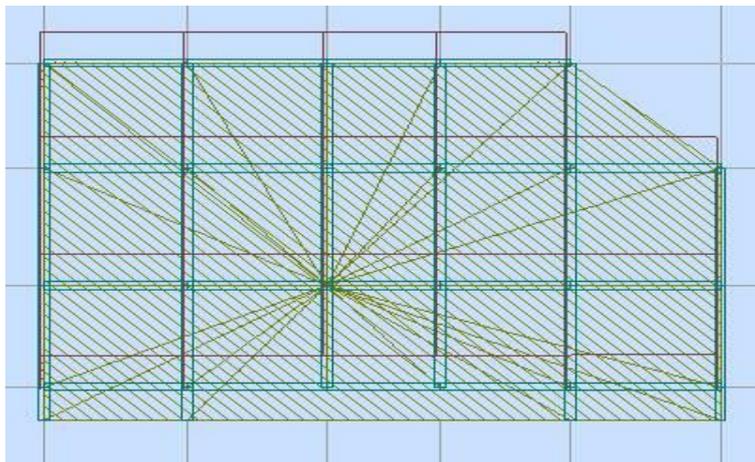
Les trois premiers modes de vibration :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe x.



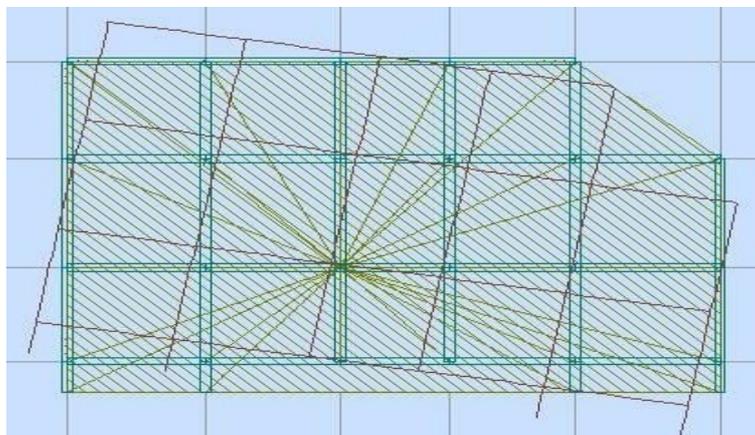
**Figure V.3: Premier mode de vibration**

- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation selon l'axe y



**Figure V.4: Deuxième mode de vibration**

- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode torsion pure.



**Figure V.5: Troisième mode de vibration**

## V-2-5-5. Justification d'interaction Portiques/Voiles : RPA99V2003 (3.4)

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

### ➤ Interaction verticale :

Étage	Np (KN)	Nv (KN)	Ntotal (KN)	Nv/Ntotal (%)	Nv/Ntotal ≤20%
RDC	-15402,88	-2928,6	-18331,48	15,98	CV
1	-13913,76	-2612,25	-16526,01	15,81	CV
2	-12365,16	-2355,38	-14720,54	16,00	CV
3	-10869,32	-2045,75	-12915,07	15,84	CV
4	-9340,4	-1769,2	-11109,61	15,92	CV
5	-7857,82	-1446,32	-9304,14	15,54	CV
6	-6352,31	-1146,36	-7498,67	15,29	CV
7	-4850,92	-842,28	-5693,2	14,79	CV
8	-3331,13	-556,61	-3887,73	14,31	CV
9	-1876,01	-206,26	-2082,27	9,90	CV

**Tableau V-2-7 : Justification d'interaction verticale portiques /voiles.**

### ➤ Interaction horizontale : Suivant X :

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal (%)	Vp/Vtotal ≥25%
RDC	540,16	396,58	936,74	57,66	CV
1	494,04	424,8	918,83	53,77	CV
2	534,17	347,72	881,89	60,57	CV
3	500,87	328,74	829,61	60,37	CV
4	490,73	272,45	763,17	64,30	CV
5	420,79	260,92	681,7	61,73	CV
6	360,46	225,25	585,71	61,54	CV
7	299,9	177,57	477,47	62,81	CV
8	248,08	107,32	355,41	69,80	CV
9	198,05	15,14	213,19	92,90	CV

**Tableau V-2-8: Justification d'interaction horizontale portiques /voiles Suivant (x-x).**

➤ Suivant Y :

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal (%)	Vp/Vtotal ≥25%
RDC	561,98	391,1	953,09	58,96	CV
1	487,03	447,46	934,49	52,12	CV
2	521,85	375,05	896,9	58,18	CV
3	499,26	344,52	843,78	59,17	CV
4	475,34	300,95	776,29	61,23	CV
5	420,35	273	693,35	60,63	CV
6	360,92	234,72	595,63	60,59	CV
7	295,37	190,1	485,48	60,84	CV
8	225,92	135,38	361,29	62,53	CV
9	176,26	40,23	216,49	81,42	CV

**Tableau V-2-9: Justification d'interaction horizontale portiques /voiles Suivant (y-y).**

❖ Résultante des forces sismiques à la base:

$$V_x = 936.74 \text{ kn}$$

$$V_y = 953.09 \text{ kn}$$

#### V-2-6. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode statique équivalent) :

D'après le R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- **V** : Effort tranchant a la base.
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la Structure (T).

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.
- **Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.

✓ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

-Zone(II) D'après la classification sismique de wilaya d'Annaba (RPA 99)

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

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left( T_2/T \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5 \eta \left( T_2/T \right)^{2/3} \left( 3.0/T \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

**T2** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau**

**4.7** du RPA99/ version 2003, (site meuble S 3) :

$$T_2 (S3) = 0.5 \text{ec}$$

**η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[ \left( \frac{7}{2} \right) + \xi \right]} \geq 0.7$$

(Où **ξ (%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**ξ**:Est donner par le **tableau 4.2** de RPA99-vr2003 (p = 46)

$$\xi = 7 \%$$

$$\text{Donc : } \xi = 7 \% \text{ Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 \geq 0.7$$

**T** : période fondamentale

Dans notre cas la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version 2003

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

-**h<sub>N</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

-**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version 2003

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA => **C<sub>T</sub> = 0.05**

-**D** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

- **Pour le sens longitudinal :**

**H<sub>N</sub>**=31.62m, **d** = 21.70, **C<sub>T</sub>** = 0,05

$$T_e = 0,05 \times (31.62^{\frac{3}{4}}) = 0.66 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{21.70}} = 0,61 \text{ sec}$$

Alors : **T** = min (0,66 s, 0,61 s)

Donc : **T = 0,61 s**

- **Pour le sens transversal**

**H<sub>N</sub>**= 31.62 m et **d** = 13.90 m, **C<sub>T</sub>** = 0.05

$$T_e = 0,05 \times (31.62^{\frac{3}{4}}) = 0.66 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{13.90}} = 0,76 \text{ sec}$$

**T** = min (0,66s ; 0,76s)

Donc **T = 0,66 s**

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D_X = 2.5 \eta \left( T_2/T \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.61)^{2/3} = \mathbf{1.92}$$

$$D_Y = 2.5 \eta \left( T_2/T \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.66)^{2/3} = \mathbf{1.83}$$

✓ **coefficient de comportement de la structure(R) :**

Le coefficient de comportement de la structure R est donné par **le tableau (4.3)** des RPA99/Version 2003

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte (portique et voile) en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

✓ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité est fonction de Sa valeur est déterminé par la formule

$$Q = 1 + \sum P_q$$

A partir du **tableau 4.4** de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q= 1.15**

✓ **Poids total de la structure (W) :**

**W** est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \text{ avec } : W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

- $W_{G_i}$  : Poids dû aux charges permanentes
- $W_{Q_i}$  : La charge d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
- Pour un bâtiment à usage d'habitation ( $\beta= 0.20$ ).

-Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel ROBOT :

Etage	Masse [kg]
RDC	148973,13
1	148973,14
2	148973,14
3	148973,14
4	148973,14
5	148973,14
6	148973,14
7	148973,14
8	148973,14
9	189272,26
<b>Totale</b>	<b>1530030,51</b>

**Tableau V-2-10 : Le poids total de la structure.**

Donc :  $W = 15300.31kn$

❖ **Résultante des forces sismiques à la base :**

$V_x=1013.49kn$

$V_y=965.99kn$

**V-2-7.Vérifications réglementaires :**

**1. Vérification de Période fondamentale théorique :RPA (Art 4.2.4)**

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

**$T_{dynamique} \leq 1.30T_{statique}$**

sens	$T_{dyn}$ (s)	$T_{stat}$ (s)	$1.30T_{stat}$ (s)	$T_{dyn} \leq 1.30T_{stat}$
X	0.73	0.61	0.79	CV
Y	0.71	0.66	0.85	CV

**Tableau V-2-11 : Vérification de période fondamentale de la structure.**

**2. Vérification de la résultante des forces sismiques :RPA 99( Art4.3.6)**

La résultante des forces sismiques  $V_{dyn}$  à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{stat}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**$V_{dynamique} > 0.80 V_{statique}$**

sens	$D_{dyn}$ (s)	$D_{stat}$ (s)	$0.8D_{stat}$ (s)	$D_{dyn} > 0.8D_{stat}$
X	936.74	1013.49	810.79	<b>CV</b>
Y	953.09	965.99	772.792	<b>CV</b>

**Tableau V-2-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques**

**3. Vérifications des déplacements :(l'art. 5.10) RPA99/version2003**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$

$\Delta_{adm}$ :Déplacement admissible égale à (1%he= 0,01 he).

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

- **Sens Longitudinal:**

Étage	$\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%he (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	0,6	0,6	4.08	<b>CV</b>
1	1,3	0,8	3.06	<b>CV</b>
2	2,2	0,8	3.06	<b>CV</b>
3	3,0	0,9	3.06	<b>CV</b>
4	3,9	0,8	3.06	<b>CV</b>
5	4,6	0,8	3.06	<b>CV</b>
6	5,3	0,7	3.06	<b>CV</b>
7	5,9	0,6	3.06	<b>CV</b>
8	6,3	0,5	3.06	<b>CV</b>
9	6,7	0,4	3.06	<b>CV</b>

**Tableau V-2-13 : Vérification la déplacement dans chaque étage sens(x-x)**

- Sens Transversal:

Étage	$\delta e_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%he (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	0,5	0,5	4.08	CV
1	1,3	0,7	3.06	CV
2	2,1	0,8	3.06	CV
3	2,9	0,8	3.06	CV
4	3,7	0,8	3.06	CV
5	4,4	0,7	3.06	CV
6	5,0	0,6	3.06	CV
7	5,6	0,5	3.06	CV
8	6,0	0,4	3.06	CV
9	6,4	0,4	3.06	CV

**Tableau V-2-14 Vérification la déplacement dans chaque étage sens(y-y)**

#### 4. Vérification de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **RPA99V2003 (5.9)**

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$  : Hauteur de l'étage (k).

✚ Suivant X :

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_k$	$\theta_k \leq 0.10$
RDC	15300,31	0,6	936,74	4.08	0,0240	<b>CV</b>
1	13810,57	0,8	918,83	3.06	0,0393	<b>CV</b>
2	12320,84	0,8	881,89	3.06	0,0365	<b>CV</b>
3	10831,11	0,9	829,61	3.06	0,0384	<b>CV</b>
4	9341,38	0,8	763,17	3.06	0,0320	<b>CV</b>
5	7851,65	0,8	681,7	3.06	0,0301	<b>CV</b>
6	6361,92	0,7	585,71	3.06	0,0248	<b>CV</b>
7	4872,19	0,6	477,47	3.06	0,0200	<b>CV</b>
8	3382,45	0,5	355,41	3.06	0,0156	<b>CV</b>
9	1892,72	0,4	213,19	3.06	0,0116	<b>CV</b>

**Tableau V-2-15 Vérification de l'effet P- $\Delta$  (X-X).**

✚ Suivant Y :

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_k$	$\theta_k \leq 0.10$
RDC	15300,31	0,5	953,09	4.08	0,0197	<b>CV</b>
1	13810,57	0,7	934,49	3.06	0,0338	<b>CV</b>
2	12320,84	0,8	896,90	3.06	0,0359	<b>CV</b>
3	10831,11	0,8	843,78	3.06	0,0336	<b>CV</b>
4	9341,38	0,8	776,29	3.06	0,0315	<b>CV</b>
5	7851,65	0,7	693,35	3.06	0,0259	<b>CV</b>
6	6361,92	0,6	595,63	3.06	0,0209	<b>CV</b>
7	4872,19	0,5	485,48	3.06	0,0164	<b>CV</b>
8	3382,45	0,4	361,29	3.06	0,0122	<b>CV</b>
9	1892,72	0,4	216,49	3.06	0,0114	<b>CV</b>

**Tableau V-2-16 Vérification de l'effet P- $\Delta$  (Y-Y).**

5. Vérification de l'équilibre d'ensemble:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.50$$

$M_s$  : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

$M_r$ : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

✚ Sens longitudinal (X-X) :

Étage	Fx (KN)	Fi (KN)	hi (m)	Fi*hi (KN.m)
RDC	936,74	17.91	4.08	73.07
1	918,83	36.94	7.14	236.75
2	881,89	52.28	10.2	533.256
3	829,61	66.44	13.26	880.99
4	763,17	81.46	16.32	1329.42
5	681,70	95.99	19.38	1860.28
6	585,71	108.24	22.44	2428.90
7	477,47	122.06	25.5	3112.53
8	355,41	142.22	28.56	4061.80
9	213,19	213.19	31.62	6741.06
<b>Mrx (KN.m)</b>				21258.05

*Tableau V-2-17 Vérification de l'équilibre d'ensemble sens longitudinal.*

➤ Vérification :

$$M_s = M_s = W \times L/2 = 15300,31 \times 21.70 / 2 = 166008.36 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{166008.36}{21258.05} = 7.81 \geq 1.50 \dots \dots \text{CV}$$

✚ Sens transversal (Y-Y) :

Étage	Fy (KN)	Fi (KN)	hi (m)	Fi*hi (KN.m)
RDC	953,09	18.6	4.08	75.88
1	934,49	37.59	7.14	268.39
2	896,90	53.12	10.2	541.82
3	843,78	67.49	13.26	894.91
4	776,29	72.85	16.32	1188.91
5	693,35	79.72	19.38	1893.81
6	595,63	110.15	22.44	2471.76
7	485,48	124.19	25.5	3166.84
8	361,29	144.8	28.56	4135.48
9	216,49	216.49	31.62	6845.41
<b>Mry (KN.m)</b>				<b>21483.21</b>

**Tableau V-2-18 : Vérification de l'équilibre d'ensemble sens transversal.**

➤ **Vérification :**

$$M_s = M_s = M_s = W \times L/2 = 15300,31 \times 13.90/2 = 106337.15 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{106337.15}{21483.21} = 4.95 \geq 1.50 \dots \dots \text{CV}$$

**V-8. Conclusion :**

D'après des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et on à une structure parasismique.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

# CHAPITRE VI

## Ferraillage des éléments porteurs

## VI-1. Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

## VI-2. Ferraillage des poteaux :

### VI-2-1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité. Leur ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**Tableau VI-1. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

### VI-2-2. Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** : combinaison fondamentale

E.L.U :  $1.35G + 1.5Q$  ..... (1)

E.L.S :  $G + Q$  ..... (2)

- Selon le RPA 99 / version 2003 : combinaison accidentelle

$$0.8G \pm E \dots\dots\dots(3)$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (4)$$

### VI-2-3. Recommandation du RPA 99 / version 2003 :

Pour le ferrailage des poteaux on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

#### Les armatures longitudinales: (art.7.4.2.1.p61)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

#### Les armatures transversales: (art.7.4.2.2.p61)

-Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante :  $t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

-La quantité des armatures transversales vers soles :

$\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

### VI-2-4. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ROBOT 2014**

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)	M <sub>MAX</sub> (KN.m)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)
1682.34	15.27	83.30	202,74	10.20	5.65	1216.72	11.04

**Tableau VI-2 : les sollicitations des poteaux**

## VI-2-5. Calcul d'armature longitudinal:

- Calcul de l'enrobage :

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}; \quad \phi = \frac{h}{10} = \frac{55}{10} = 5.5 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + \frac{5.5}{2} = 3.75 \quad c = 4 \text{ cm}$$

$$c' = c = 4 \text{ cm}; \quad s = (55 * 55 \text{ cm})$$

acier Fe E400;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa};$$

$L = 4.08 \text{ m}$  : hauteur totale du Poteau.

- ELU :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$e_1$ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.  $\rightarrow e_1 = e_a + e_0$

$e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$(\text{après l'exécution}). \rightarrow e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{408}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15.27}{1682.34} = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1 = 3 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2,856 \text{ m}.$$

$$l_f / h = 5.19 < \max (15 ; 1.09) = 15$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2: \text{excentricité due aux effets du second ordre.} \rightarrow e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 17.98$$

$\lambda \leq 50$  si

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.556 \end{cases}$$

$\emptyset$ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.556 \times 2) = 0.0138 \text{m} = 1.38 \text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3 + 1.38 = 4.38 \text{cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1682.34 \times 0,0438 = 73.684 \text{KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 1682340 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 73684 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 55 \times 55 \times 14.2 = 656996.72 \text{N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 73684 + 1682340 \times (0.51 - 0.55/2) = 452210.5 \text{N.m}$$

$$B = 1682340 (0,51 - 0,04) - 452210.5 = 321665.9 \text{N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation durable:**

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{452210.5}{14.2 \times 55 \times (51)^2} = 0.231 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.333$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.866$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{452210.5}{348 \times 0.866 \times 0.51} = 30.01 \text{cm}^2.$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 30.01 - \frac{1682340}{100 \times 348} = -18.33 \text{cm}^2.$$

• **G+Q+E :**

$$M_{\max} = 83.30 \text{ KN}; N_{\text{cor}} = 202.74 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{408}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{83.30}{202.74} = 0.41 \text{ m} = 41 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2 + 41 = 43 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.556 \times 2) = 0.0138 \text{ m} = 1.38 \text{ cm}$$

$$e = 43 + 1.38 = 44.38 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 202.74 \times 0.4438 = 89.976 \text{ KN.m}$$

**Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 202740 \text{ N}; M_{\text{corrigé}} = 89976 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 55 \times 55 \times 18.5 = 855946.34 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ua}} = 89976 + 202740 \times (0.51 - 0.55/2) = 135592.5 \text{ N.m}$$

$$B = 202740 (0.51 - 0.04) - 135592.5 = 42332.11 \text{ N.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

**Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{135592.5}{18.5 \times 55 \times (51)^2} = 0.053 < \mu \ell = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.267$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.972$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{135592.5}{400 \times 0.972 \times 51} = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 6.97 - \frac{202740}{100 \times 400} = -1.90 \text{ cm}^2.$$

- **0,8G±E:**

$$N_{\min} = 10.20 \text{ K N} ; M_{\text{cor}} = 5.65 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{408}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{5.65}{10.20} = 0,55 \text{ m} = 55 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2 + 55 = 57 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.556 \times 2) = 0.0138 \text{ m} = 1.38 \text{ cm}$$

$$e = 57 + 1.38 = 58.38 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 10.20 \times 0.5838 = 5.955 \text{ KN.m}$$

**Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 10200 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 5955 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 55 \times 55 \times 18.5 = 855946.34 \text{ N.m}$$

$$M_{ua} = 5955 + 10200 \times (0,51 - 0,55/2) = 8250 \text{ N.m}$$

$$B = 10200 (0,51 - 0,04) - 8250 = 3558 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

**Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8250}{18.5 \times 55 \times (51)^2} = 0.0032 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0040$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.998$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{8250}{400 \times 0.972 \times 51} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.41 - \frac{10200}{100 \times 400} = 0.16 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des sections :**

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

$$A_{\min}=0,8\%(b. h) \quad (\text{zone IIa}).$$

$$A_{\min}=0,8\%(b. h)=0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 51 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
ELU	0	3.38	24.2	<b>6HA20+2HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup></b>
0,8G±E	0.16			
G+Q±E	0			

**Tableau VI-3. Armatures longitudinales du poteau**

**VI-2-6. Vérification à l'ELS :**

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N<sub>ser</sub>, M<sub>ser</sub>)

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_b = 0,6.f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

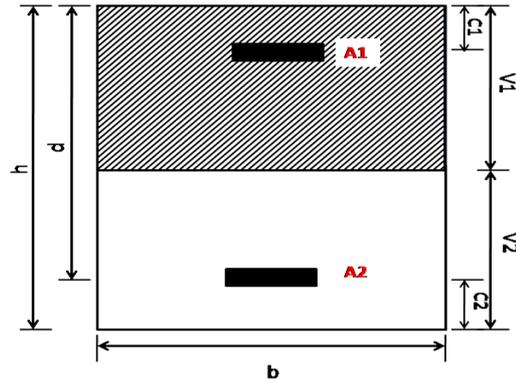
$$N_{\text{ser}} = 1216.72 \text{ KN}; M_{\text{ser}} = 11.04 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{11.04}{1216.72} = 0,009$$

$$e_0 = 0.009 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.09$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :



$$u_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 55 \times 55 + 15(25,13) = 3401.95 \text{ cm}$$

$$u_1 = \frac{1}{3401.95} \left[ \frac{55 \times 55^2}{2} + 15(12.565 \times 4 + 12.565 \times 51) \right] = 27.44 \text{ cm}$$

$$u_2 = h - v_1 = 55 - 27.44 = 27.56 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (27.44^3 + 27.56^3) + 15[12,565(27,44 - 4)^2 + 12,565(27,56 - 4)^2] = 970734.96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 11040 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1216720}{100 \times 3401.95} = 3.58 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{11040}{970734.96} = 0.011$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.57 + 0.011 \times 27,44 = 1.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.08 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.58 + 0.011(27,44 - 4)] = 57.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.58 - 0.011(51 - 27,44)] = 57.42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 57.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 57.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

**VI-2-7. Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux.  $V_{\max} = 82.11 \text{ kN}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{82.11 \times 10^3}{550 \times 510} = 0.29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} > \tau = 0.29 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV..}$$

**VI-2-8. Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux

sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$

$$\lambda_g = \left( \frac{2.856}{0.55} \text{ OU } \frac{2.856}{0.55} \right); \lambda_g = (5.19) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 2.5$$

$S_t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante :  $S_t \leq 15 \text{ cm}$

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2.5 \times 82110 \times 100}{550 \times 400} = 0.933 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2.5 \times 82110 \times 150}{550 \times 400} = 2.38 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T10     $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$**

**VI-2-8. Vérification des cadres des armatures minimales :**

- **RPA99 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

- ✓ **Dans la zone nodale**  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 cm^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- ✓ **Dans la zone courant** :  $t = 15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 cm^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

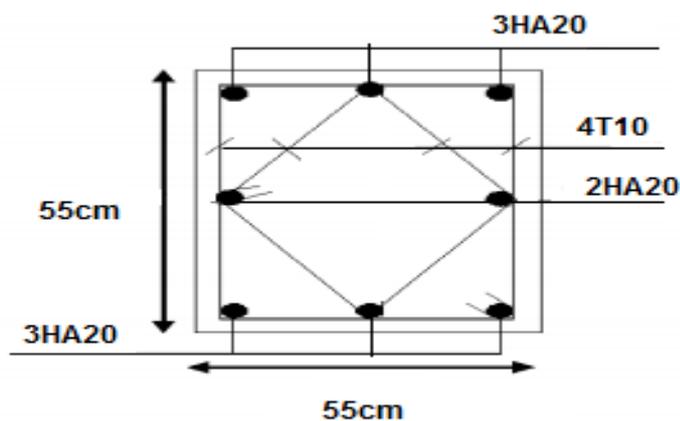
- **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 mm$

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_e ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30cm ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm} ) \dots\dots\dots$  Condition Vérifier

**VI-2-9. Présentation du ferrailage des poteaux:**



**Figure VI-1 : Ferrailage des poteaux**

**VI-3. Ferrailage des poutres :****VI-3-1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

**VI-3-2. Combinaison de calcul :**

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- Selon BAEL91 : ELU :  $1,35G + 1.5Q$

$$\text{ELS : } G+Q$$

- Selon RPA99/2003 :  $G+Q+E$

$$0.8G \pm E$$

**VI-3-3. Recommandation du L'RPA99 (version 2003):****✚ Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)**

- Armatures minimales :  $0.5\% \times B$
- Armatures maximales  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
- La longueur de recouvrement est de :  $40.\emptyset$  en zone II.
- Avec : **B** : Section de la poutre.

**✚ Les armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec : **b** : Largeur de la section

**S** : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- ☒ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

$$\text{nécessaires } S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times O \right)$$

- ☒ En dehors de la zone nodale :  $S = \frac{h}{2}$

### Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

### A. Poutre principal : (35\*45)cm<sup>2</sup> :

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2}; \quad \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \quad c = 4 \text{ cm}$$

#### 1. Armatures Longitudinales :

$$b = 35 \text{ cm}, \quad h = 45 \text{ cm}, \quad d = 41 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**En Travée :**

➤ **ELU :**

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
Travée	49.96	0.059	0.392	0.077	0.969	3.61

En Appuis :

➤ G+Q+E :

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm <sup>2</sup> )
appui	110.29	0.101	0,392	0.133	0,946	7.10

➤ Condition de non fragilité ( BAEL art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 35 \times 41 \times 2.1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

➤ Le pourcentage minimal d'armature (RPA art B.6.4) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 35 \times 45 = 1.575 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 35 = 7.875 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	3.61	1,73	1.575	7.875	7.875	<b>3HA12+3HA14= 8.01</b>
Appuis	7.10	1,73	1.575	7.875	7.875	<b>3HA12+3HA14 = 8.01</b>

**Tableau VI-4 : Armature longitudinales de la poutre principale**

**2. Vérification à L'ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant  $\sigma$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

est vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ,  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Elements	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.076	49960	36440	1,37	0.435	Vérifier
	Appuis	0,113	103.89	75170	1.37	0.435	Vérifier

**3. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.20} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{45}{4.20} = 0.107 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{8.01}{35 * 41} = 0.00558 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

**4. Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

$V_u^{max} = 111.83 KN$

$\tau_u^{max} = \frac{111830}{350 \times 410} = 0.779 Mpa$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. :  $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5Mpa) = 3.33 Mpa$

$\tau_u = 0.779 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa \dots\dots\dots (CV)$

**5. Armatures transversales :**

-Choix de  $\phi_T$  :

$\phi_T \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{450}{35}, 12, \frac{350}{10} \right) = 12.85 mm$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 mm$

-Calcul de l'espacement :D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \varnothing, ) = 11.25\text{cm} \rightarrow$  dans la Zone nodale.

$S_t' \leq 45 / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}})$

\* Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

\* Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

-Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b$$

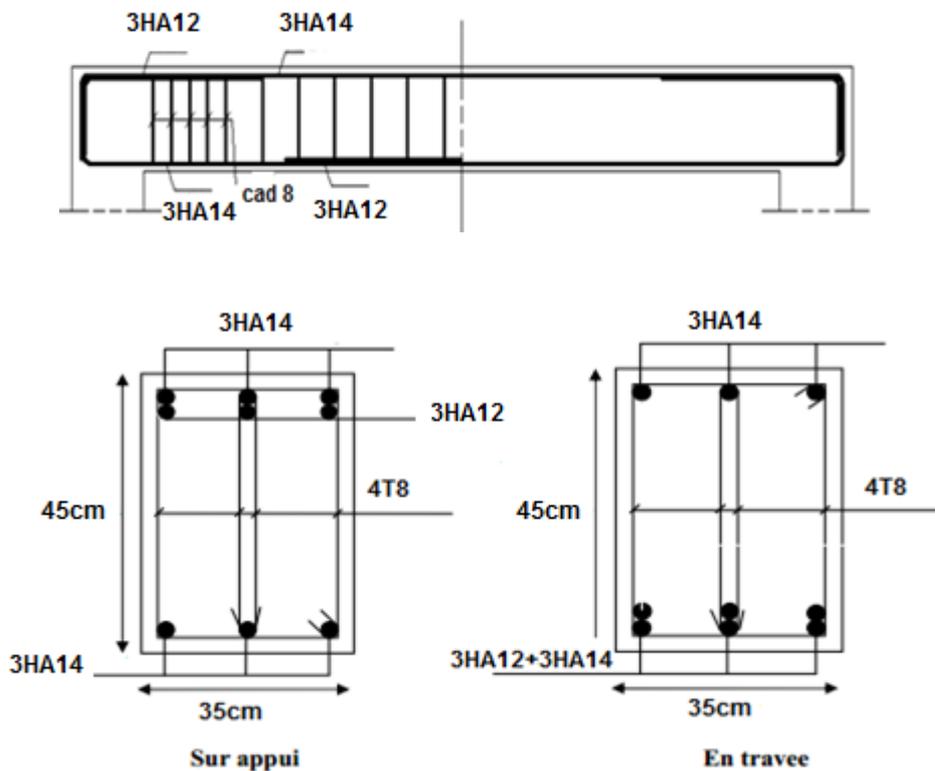
$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05\text{cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{en la zone courante}$$

Donc on prend : 3T8 avec  $A_t = 1,51\text{cm}^2$  dans la zone nodale

4T8 avec  $A_t = 2,01\text{cm}^2$  dans la zone courante

**6. Présentation du ferrailage des poutres principales:**



**Figure VI-2 Ferrailage de la poutre principale**

**B. Poutre secondaire :(35\*40)cm<sup>2</sup>:**

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2}; \quad \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \quad c = 4\text{cm}$$

**1. Armatures Longitudinales :**

$$b = 35\text{cm} , h = 40\text{cm} , d = 36\text{cm}$$

**En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	35.44	0.055	0.392	0.0707	0.971	2.91

**En Appuis :**

➤ **G+Q+E :**

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	90.32	0,107	0.392	0,141	0,943	6.65

➤ **Condition de non fragilité ( art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 35 \times 36 \times 2.1}{400} = 1,52\text{cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 35 \times 40 = 1.40 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre secondaire}$$

➤ **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre .

D'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Travée</b>	2.91	1.52	1.40	7	7	<b>3HA12+3HA14= 8.01</b>
<b>Appuis</b>	6.65	1.52	1.40	7	7	<b>3HA12+3HA14 = 8.01</b>

**Tableau VI-4 : Armature longitudinales de la poutre secondaire**

## 2. Vérification à L'ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

est vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ,  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Elements	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.0707	35440	25650	1,38	0.44	Vérifier
	Appuis	0,141	35220	25490	1.38	0.44	Vérifier

**3. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.45} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{8.01}{35 \times 36} = 0.00635 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.089 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

**4. Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

$V_u^{max} = 146.69 \text{ KN.m}$

$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{146690}{350 \times 315} = 1.33 \text{ Mpa}$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. :  $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (CV)}$

**5. Armatures transversales :**

-Choix de  $\emptyset_T$  :

$\emptyset_T \leq \min \left( \frac{h}{35}, \emptyset_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{450}{35}, 12, \frac{350}{10} \right) = 12.85 \text{ mm}$

Alors soit des cadres  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de l'espacement : D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \emptyset_t) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone nodale.

$S_t' \leq 45 / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

\* Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

\* Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

-Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05\text{cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{en la zone courante}$$

Donc on prend :3T8 avec  $A_t = 1,51\text{cm}^2$  dans la zone nodale

4T8 avec  $A_t = 2,01\text{cm}^2$  dans la zone courante

6. Présentation du ferrailage des poutres secondaires:

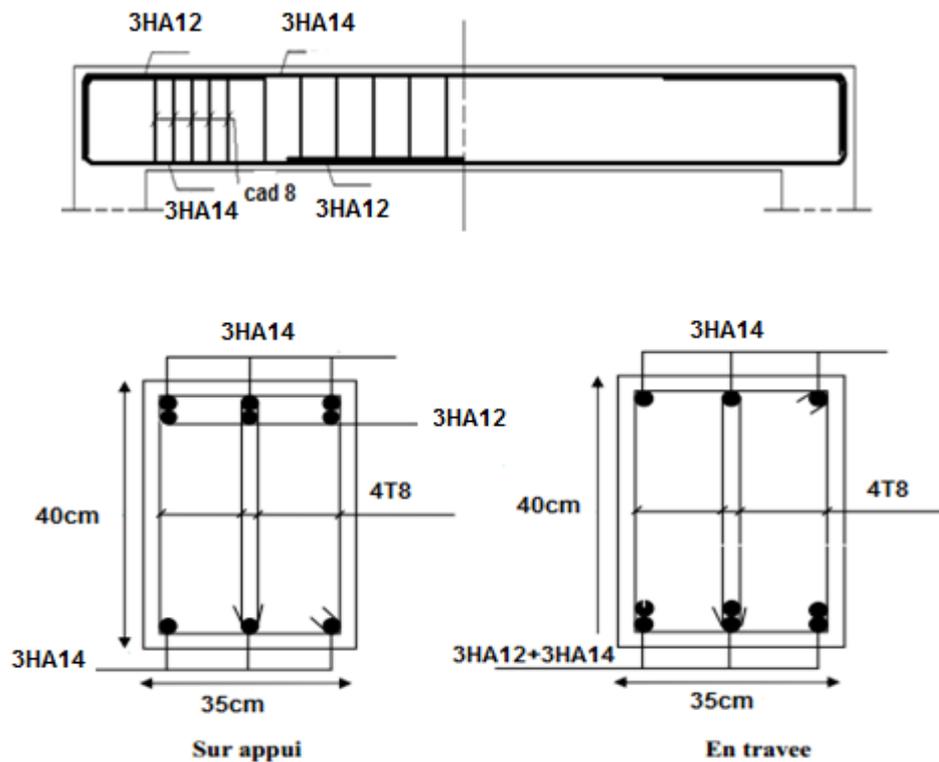


Figure VI-3 Ferrailage de la poutre secondaire

### VI-4. Ferraillage des voiles :

#### VI-4-1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferraillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferraillage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical: des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal: des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

#### VI-4-2. Types d'armatures :

##### 2-1-Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%:**

Il est possible de concentrer les 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 tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

### 2-2- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent 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 crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
  - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
  - ✓ en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :
  - ✓  $S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$avec a: épaisseur du voile.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L / 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 est possible ;
  - ✓  $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4 V_{calculé}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 2-3-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

### VI-4-3.Etape de calcul de la section d'armature : (Ferraillage verticale)

#### ➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

#### ➤ Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ )

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ )

#### ➤ Calcul des sections suivant leurs natures :

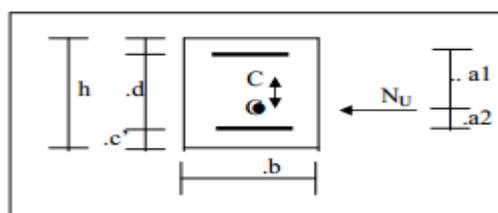
### Section entièrement tendue :

on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

### Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc} - A' \cdot \sigma_2}{\sigma_2}$$

-Si:  $N(d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

$$\text{avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

Section partiellement comprimée :

la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

**\*Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

**Pour les voiles pleins. ,**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

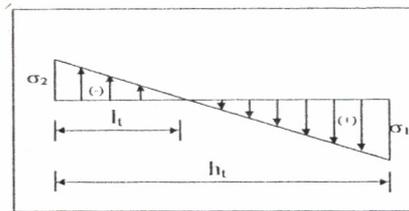


Fig. 1

1<sup>ere</sup> cas (S.P.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

2<sup>eme</sup> cas (S.E.T) :  $\sigma_1 \leq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h$ .

3<sup>eme</sup> cas (S.E.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \geq 0$  ;  $l_t = 0$

- $A_{min1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$
- $A_{min2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$
- $A_{min3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$  (en zone courante)

### \*Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

### \*Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8 N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8 M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

### VI-4-4. Calcul de la section d'armature verticale : selon les règles BAEL .91

Soit le niveau RDC (L= 2 m)

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	118.90	174.69	510.77

H= 2 m ; c=5cm

d= h-c = 1.95m; a=0,15 m

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{510.77}{174.69} = 2.92m$$

✓  $A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$

$A = (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 150 \times 2000 \times 18.5 = 3515.92 \text{KN.m}$

✓  $B = N_u (d - c') - M_{ua}$

•  $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 510.77 + 174.69 (1.95 - 1) = 676.725 \text{ KN.m}$

$B = 174.69 (1.95 - 0.05) - 676.725 = 344.814 \text{KN.m}$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**4.1. Calcul des armatures à la flexion simple**

$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 676.725 \text{KN.m}$

$\sigma_b = 18,5 \text{MPa}$  cas accidentel

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$  ( $\gamma_s = 1$  ; cas accidentel)

$M_1$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha$	$\beta$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )
676.725	0,064	0,392	0,082	0,967	8.97

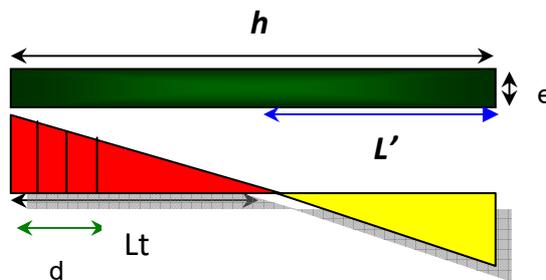
**4.2. Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)**

$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$

N (N)	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
174690	8.97	4.60

**4.3. L'armature verticale minimal**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{174.69 \times 10^3}{150 \times 2000} + \frac{6 \times 510.77 \times 10^6}{150 \times (2000)^2} = 5.69 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{174.69 \times 10^3}{150 \times 2000} - \frac{6 \times 510.77 \times 10^6}{150 \times (2000)^2} = -4.5254 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.88 \text{m}$$

Alors  $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 88 \times 15 = 2.64 \text{cm}^2$

**4.4. Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 200 = 4.5 \text{cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(4.60 ; 2.64)$$

Alors on prend  $A=4.60 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 2 - 2 \times 0.88 = 0.24 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (24) = 0.36 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	$A_{\text{tendue}}(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$A_{\text{tot}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	condition	$A_{\text{adopt}}$
RDC	4.60	0.36	9.56	4.5	verifier	<b>10.21</b> <b>14HA10</b>

**Tableau VI-6 : Armatures des voiles**

**VI-4-5.L'espacement**

**D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prendre :  $S = 20 \text{cm}$

**Dans la zone h/10**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{11.25; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{cm}$$

**VI-4-6 .Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 118.90 \times 10^3}{150 \times 1950} = 0.57Mpa$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

$$0.57 < 5 \dots\dots\dots (CV)$$

**VI-4-7.Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

\* Globalement dans la section du voile :

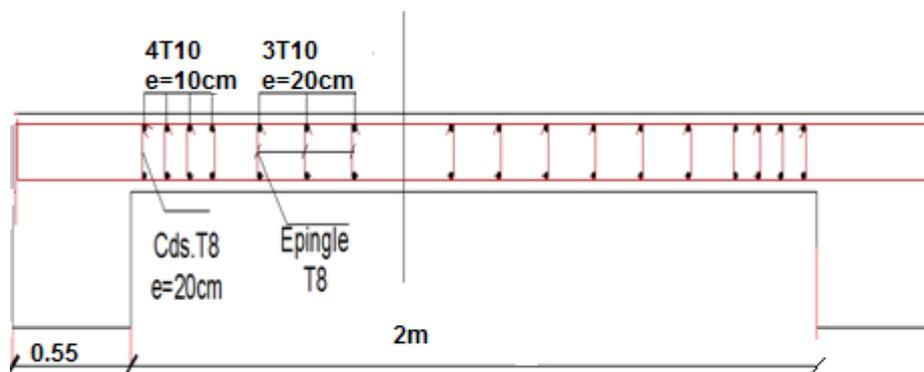
$$A_{minG} = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25cm$$

\* En zone courante :

$$A_{minc} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par m}\ell$

**VI-4-8.Présentation du ferrailage des voiles :**



**Figure VI-4 : Ferrailage des voiles**

# CHAPITRE VII

## Etude de l'infrastructure

**VII-1. Introduction :**

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la super structure et les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

**VII-2. Différents types de fondations :**

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

**VII-3. Choix du type des fondations :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir un radier général.

La surface des semelles doit être supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment

**( $S_s > 50\% S_b$ )**

-La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 18331.48 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

$$S_s = 91.65 \text{ m}^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$S_{totale} = L_x \times L_y = 21.70 \times 13.90 - (4.75 \times 4.40) = 280.73 \text{ m}^2$$

$$S_s = 91.65 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 140 \text{ m}^2$$

la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- semelles isolées
- semelles filantes

**VII-4. Calcul des semelles:**

Semelles isolées :

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit une file de poteau le plus sollicité :

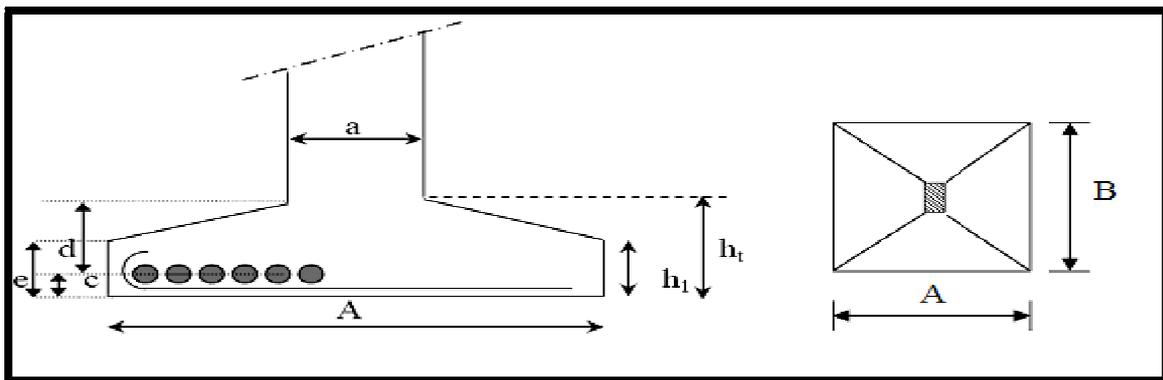


Figure VI.1: schéma de la semelle isolée.

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

S : section de la semelle (A x B) cm<sup>2</sup>

N<sub>ser</sub>: L'effort normal agissant sur le poteau le plus sollicité, obtenu par le ROBOT

$$N_{ser} = 1216.72 \text{ KN}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  = Contrainte admissible du sol ;  $\sigma_{sol}=2$  bars

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

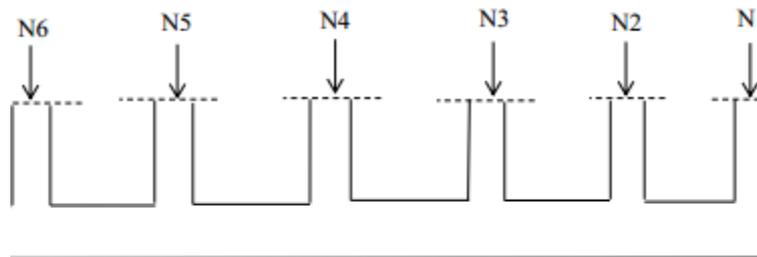
$$A = B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1216.72}{200}} = 2.46 \text{ m}$$

➤ **Remarque :**

Cette section est grande, on constate qu'il y a chevauchement entre certaines semelles, pour cela en passe à l'étude des semelles filantes.

Semelles filantes :

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit une file des poteaux les plus sollicités.



**Figure VII.2: schéma de la semelle filante.**

L=21.70m

poteaux	$N_{ser}(KN)$	$N_{ult}(KN)$	$M_{ser}(KN)$	$M_{ult}(KN)$
1	279.67	386.01	2.96	4.07
2	874.19	1208.80	5.52	7.62
3	1105.35	1528.29	1.12	1.56
4	1167.53	1614.27	1.66	2.30
5	1216.72	1682.34	4.28	5.91
6	436.43	603.25	4.54	6.26
<b>La somme</b>	5079.89	7022.96	20.08	46.5

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

S : section de la semelle (B× L)cm<sup>2</sup>

N<sub>ser</sub>: Les efforts normaux de la superstructure vers les semelles sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

$$N_{ser} = \sum N_{i\ ser} = 5079.89 \text{ KN}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  = Contrainte admissible du sol ;  $\sigma_{sol} = 2$  bars

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times \sum L_i} = \frac{5079.89}{200 \times 21.70} = 1.2 \text{ m} \rightarrow B = 1.5 \text{ m}$$

On a entre axe des deux portiques précédent est de m, donc le choix des semelles filantes convient pour cette structure.

### **Semelle filante sous poteau :**

#### **Calcul des semelles reposant sur le sol :**

##### **Pré dimensionnement**

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times \sum L_i} = \frac{5079.89}{200 \times 21.70} = 1.2 \text{ m} \rightarrow B = 1.5 \text{ m}$$

$$d > \frac{B-b}{4} = \frac{1.5-0.55}{4} = 0.23 \text{ m}$$

On prend : d = 33 cm

$$h = d + c \rightarrow h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = 6 + 6\phi \rightarrow H_{\min} = 6 + 6(1.5) = 15 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = 20 \text{ cm}$$

##### **Vérification des contraintes:** BAEL83 page 367

La résultante des efforts normaux est les moments obtenues par le robot sont :

$$N_{ser} = \sum N_{i\ ser} = 5079.89 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \sum M_{i\ ser} = 20.08 \text{ KN.m}$$

- $e_0 < \frac{B}{6}$  ;  $e_0 = \frac{M}{N} = 0.003\text{m}$  ;  $\frac{1.5}{6} = 0.25\text{m} \dots \text{C.V}$
- $e_0 < \frac{B}{4}$  ;  $e_0 = \frac{M}{N} = 0.003\text{m}$  ;  $\frac{1.5}{4} = 0.37\text{m} \dots \text{C.V}$
- $\sigma = \frac{N}{L \times B} \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma = \frac{5079.89}{21.70 \times 1.5} \left( 1 + \frac{3 \times 0.003}{1.5} \right) = 157 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma = 157 \text{KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Vérification de la stabilité :(ELU)

il faut que :  $M_u / N_u \leq L/6$

$$N_{ult} = \sum N_{i \text{ ult}} = 7022.96 \text{ KN}$$

$$M_{ult} = \sum M_{i \text{ ult}} = 46.5 \text{KN.m}$$

$$(46.5/7022.96) = 0.006\text{m} < 21.7/6 = 3.61\text{m} \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Calcul des armatures: D'après le BAEL

$$A_s = \frac{q_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$q_u = q_{u1} + q_{u2}$$

$$q_{u1} = \sigma_{moy} \cdot B$$

$$\sigma_{moy} = 3( N_u/L \cdot B + M_u/B \cdot L^2 ) + N_u/L \cdot B - M_u/B \cdot L^2 ] / 4$$

$$\sigma_{moy} = (3 \times 215.82 + 215.68) / 4 = 215.77 \text{KN/m}^2$$

$$q_{u1} = 215.77 \times 1.5 = 323.66 \text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = [1.35(p.t.s)] / L_{tot}$$

Poids totale de la semelle : poids de terre + poids de semelle

$$P_s = \gamma \cdot B \cdot L \cdot h_{tot} = 25 \times 1, 5 \times 21.7 \times 1, 6 = 1302 \text{kN}$$

$$P_T = \gamma \cdot B \cdot L \cdot h_{tot} = 18 \times 1, 5 \times 21.7 \times 1.6 = 937.44 \text{kN}$$

$$q_{u2} = (1.35 \times 2239.44) / 21.7 = 139.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 323.66 + 139.32 = 462.98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Alors: } A_s = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} \rightarrow 12.06 \times \frac{1.5}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 5\text{HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul du libage :

➤ Pré dimensionnement:

La poutre de rigidité de semelle filante doit avoir une hauteur  $h$  égale à :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm} \rightarrow h = 50 \text{ cm} \text{ et } b = 45 \text{ cm}$$

➤ Les sollicitations:

Après avoir dessiné le libage dans le ROBOT 2014 nous avons obtenus les résultats suivants :

**ELU :**

$$M_t = 321.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -400.42 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures longitudinales :

★ **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \geq \frac{h}{10} \rightarrow \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$$

$$C_0 \geq 1 \text{ cm} \rightarrow C \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5 \text{ cm}$$

Alors on adopte  $c = 5 \text{ cm}$ .

$$d = h - c = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

★ ELU:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = \frac{321210 \times 10^3}{14.2 \times 450 \times 450^2} = 0.24 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (A' = 0).$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \rightarrow \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24}] = 0.36$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \rightarrow \beta = (1 - 0.4 \times 0.25) = 0.854$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{405290 \times 10^3}{348 \times 0.9 \times 450} = 2401.81 \text{ mm}^2 = 24.01 \text{ cm}^2$$

Elément	M(N.m)	d(cm)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calc}} \text{ (cm}^2\text{)}$
travée	321210	45	0.24	0.392	0.36	0.854	24.01
appuis	-400420	45	0.30	0.392	0.45	0.816	31.33

**Tableau VII.1: sections d'armatures du libage**

★ Condition de non fragilité : B.A.E.L 91(Art.4.2.1) page 22

$$A_{\text{min}} \geq 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 45 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 2.46 \text{ cm}^2$$

★ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4) page 85

$$A'_{\text{min}} = 0.001b.h \quad ;$$

$$A'_{\text{min}} = 0.001 \times 45 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

★ Section minimale de RPA(Art.7.5.2.1) page 46

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\% b.h$$

$$A_{\text{RPA}} = 0.005 \times 45 \times 50 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{max}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	24.01	2.25	2.46	11.25	24.01	<b>8 HA 20= 25.13</b>
appuis	31.33	2.25	2.46	11.25	31.33	<b>4HA20+4HA25 = 32.20</b>

**Tableau VII.2 : armatures longitudinales des semelles**

➤ **Vérification de la flèche:** BAEL91 (B.6.5.1) P 85

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{50}{4.75} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad CV$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{25.13}{45 \times 45} = 0.010 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \quad CV$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{50}{400} = 0.125 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad CV$$

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement :** BAEL91 (art A.5.1) page 33.

$$V_u^{\max} = 40.2 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{40200}{450 \times 450} = 0.19 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\nu_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \rightarrow \quad CV$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

La qualité d'armatures transversales minimales données par l'RPA est déterminée comme suite :  $A_t \geq 0,003.S_t.b.$

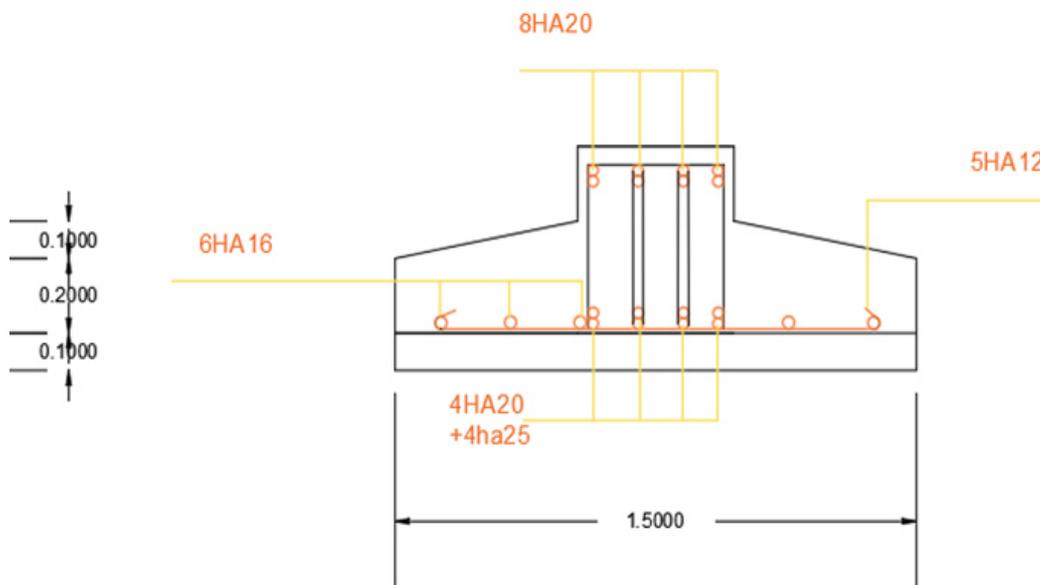
$$* \text{ dans la zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$$* \text{ dans la zone courante } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \rightarrow S'_t \leq 25\text{cm} \quad \Rightarrow \quad S'_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t \geq 0,003 \times 15 \times 45} = 2.025 \text{ cm}^2$$

Soit: **6Φ10 = 4.71cm<sup>2</sup>**

➤ Présentation du ferrailage :



**Fig VII.3: Ferrailage de la semelle filante sous poteaux avec libage.**

**Semelle filante sous voile :**

Pour le calcul de la semelle filante on prend le voile le plus sollicité.

Nous allons faire le calcul de la semelle filante comme suit :

• Pré dimensionnement:

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{436.34}{200 \times (2)} = 1.09 \text{ m} \rightarrow B = 1.5 \text{ m}$$

$$d > \frac{B - a}{4} = \frac{1.5 - 0.15}{4} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 35 \text{ cm}$

$$h = d + c \rightarrow h = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

• Vérification des contraintes : BAEL83 page 367

La résultante des efforts normaux est le moment obtenues par le robot sont

$$N_{ser} = 436.34 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 17.75 \text{ KN.m}$$

$$e_0 < \frac{B}{6} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = 0.01\text{m} \quad ; \quad \frac{1.5}{6} = 0.25\text{m} \dots\dots \text{C.V}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = 0.01\text{m} \quad ; \quad \frac{1.5}{4} = 0.37\text{m} \dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma = \frac{N}{L \times B} \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma = \frac{436.34}{2 \times 1.5} \left( 1 + \frac{3 \times 0.01}{1.5} \right) = 148.35 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \dots\text{CV}$$

- Vérification de la stabilité :(ELU)

il faut que :  $M_u / N_u \leq L/6$

$$N_{ult} = 603\text{KN}$$

$$M_{ult} = 24.68\text{KN.m}$$

$$(24.68/603) = 0.04\text{m} < 2/6 = 0.33\text{m} \dots\dots \text{C.V}$$

- Calcul des armatures: D'après le BAEL

$$A_s = \frac{N'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} ; \quad N' = N_u \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right)$$

$$N' = 603 \left( 1 + \frac{3 \times 0.04}{1.5} \right) = 651.24\text{KN}$$

$$A_s = \frac{651240(1500 - 150)}{8 \times 350 \times 348} = 902.27 \text{ mm}^2 = 9.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 6 \text{ HA } 16 = 12.06\text{cm}^2$$

- Les armatures de répartition

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} \rightarrow 12.06 \times \frac{1.5}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u^{\max} = 30.45 \text{ kN.}$$

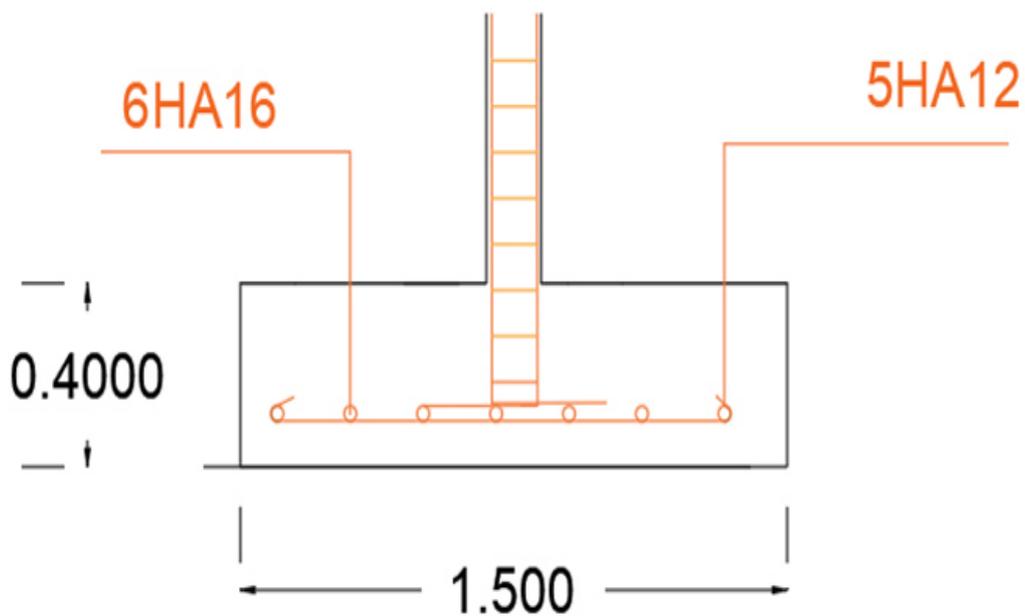
$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{30450}{150 \times 350} = 0.058 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = (2.5 \text{ MPa}; 4\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

- **Présentation du ferrailage**



**Fig VII.4 : Ferrailage de la semelle filante sous voile**

**VII-5. Calcul des longrines:**➤ Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

➤ Pré dimensionnement :

Selon RPA 99/V2003(Art10.1.1) page 64 la dimension minimale de la section transversal des longrines sont :

(25x30) cm<sup>2</sup>.....sites de catégorie S<sub>2</sub>etS<sub>3</sub>

(30x30) cm<sup>2</sup>.....sites de catégorie S<sub>4</sub>

➤ Les sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F »

égale à :  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

**N** : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

**$\alpha$**  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1) page 63

Dans notre cas :  $\alpha=12$  (Zone II ; Site S3).

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1682.34}{12} = 140.195 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

➤ Calcul du ferrailage :• **ELU**

Les armatures longitudinales sont données par : BAEL83 page 167

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s} \rightarrow A_u \geq \frac{140195}{348} = 402.85 \text{ mm}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

- Le ferrailage minimal de RPA (Art.10.1.1) P64

$$A_{RPA} = 0.6\% b.h = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

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

- Espacement : d'après RPA(Art.10.1.1) P64

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\phi\}$$

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm} \} = 15 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

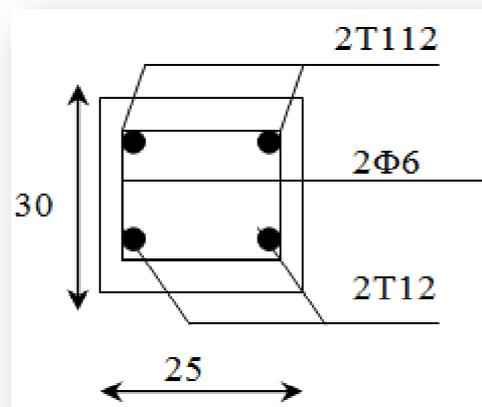


Figure VII.5 : Ferrailage de la longrine.

# Conclusion générale

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à

Dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux
- Pour palier au problème de cisaillement des poteaux courts, une première approche consisterait à augmenter les dimensions de la section de béton de manière à diminuer l'intensité de la contrainte tangente à ce niveau.

Cette solution a l'inconvénient majeur d'augmenter la rigidité des poteaux et par conséquent conduirait à l'accroissement des forces sismiques dans cette zone.

D'où l'idée de s'intéresser au ferrailage transversal, tout en conservant ce système Structural assez répondu

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta)

Et dans ce dernier, nous ne devons pas oublier le côté économique

# Bibliographie

## Les règlements :

- Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).
- Règles BAEL 91.
- Règles neige et vent. (RNV2013).
- DTR

## Les logiciels :

- Autodesk Structural ROBOT 2014
- Autocad 2009
- Word 2007